

UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA DE ROLAMENTO DE PONTE
ROLANTE EM CONCRETO PROTENDIDO**

Jonathan Cerqueira Lima Cardim

Uberlândia, 13 de dezembro de 2019

JONATHAN CERQUEIRA LIMA CARDIM

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA DE ROLAMENTO DE PONTE
ROLANTE EM CONCRETO PROTENDIDO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof ° Dr. Arquimedes Diógenes Cilone

Uberlândia, 13 de dezembro de 2019

Jonathan Cerqueira Lima Cardim

**DIMENSIONAMENTO DE VIGA DE ROLAMENTO DE PONTE
ROLANTE EM CONCRETO PROTENDIDO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da
Universidade Federal de Uberlândia, como
requisito parcial para a obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em 13 de dezembro de 2019:

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni (UFU)
(Presidente/Orientador)

Prof. Dr. Antônio Carlos dos Santos (UFU)

Prof.^a Dr. Gregório Sandro Vieira (UFU)

Uberlândia, 13 de dezembro de 2019

Dedicatória

A Deus, que está sobre todas as coisas.

À minha mãe, Marileide, dedico este trabalho, por sempre acreditar que era possível, por fazer o impossível acontecer a cada dia para que eu pudesse chegar a este momento.

Ao meu pai, Gildásio, por me apoiar e nunca duvidar que tal acontecimento se concretizaria.

À minha tia, Deuseni, por cuidar de mim desde pequeno e, mesmo quando longe, estar presente com seu carinho e dedicação.

À minha família (lê-se aqui: tios e tias, primos e primas, avós Maria Júlia e Valdelice, avôs Jerônimo e Antonino, bisavós, tataravós...), que, dentro das possibilidades, contribuiu de diferentes maneiras para que essa hora se tornasse realidade. Sintam-se representados!

Aos amigos: aqui falo a todos vocês que me acompanharam ao longo da trajetória. Um salve para a galera do campinho #vamojogábola?, aos amigos da escola Genaro Domarco, do cursinho, do coral da igreja e todos a quem conheci durante a trajetória até Uberlândia.

Aos amigos que fiz em Uberlândia: chegamos juntos até aqui e vocês são parte do que me tornei hoje. Vamos juntos!!!

A quem ainda não acredita que pode realizar o impensável. Você pode e estou disposto a ajudar!

A todas e todos aqueles que acreditam que podem mudar sua realidade, principalmente através da educação. Estamos conectados!!!

Agradecimentos

A Deus, que está sobre todas as coisas.

À minha mãe, meu pai e a toda minha família, por viabilizarem este momento.

Aos meus amigos por toda parceria, incentivo e apoio ao longo do processo. Sem vocês, isso não seria possível.

À Universidade Federal de Uberlândia, pela estrutura e dedicação para que eu e outros milhares chegassem até aqui.

À Faculdade de Engenharia Civil, que possibilitou, através de sua estrutura e de seus profissionais, a minha formação como engenheiro civil.

Ao meu orientador, Professor Arquimedes Díógenes Ciloni, pelo apoio e dedicação a melhoria da educação e saúde do nosso país. Também, por ter me acompanhado com zelo ímpar durante minha trajetória dentro da universidade e por todo o suporte acadêmico para realização deste trabalho.

À banca examinadora pela atenção e conselhos.

A todos que de alguma forma participaram desta caminhada.

Muito obrigado!

Resumo

O trabalho pretende apresentar a definição, características, modos de utilização e, principalmente, o dimensionamento de um dos elementos presentes na ponte rolante, a viga de rolamento (que suporta o caminho de rolamento), que será calculada em concreto protendido.

As Pontes rolantes são equipamentos usados para transportar cargas dentro de um espaço físico pré-determinado. Tem o nome de "ponte rolante" por ser constituída basicamente de uma viga principal apoiada em cada extremidade por apoios rolantes que se deslocam sobre dois trilhos elevados e paralelos, afastados um do outro o comprimento aproximado da viga.

O Concreto Protendido surgiu como uma evolução do Concreto Armado, com a ideia básica de aplicar tensões prévias de compressão, na região da seção transversal da peça, que será tracionada posteriormente pela ação do carregamento externo aplicado na estrutura. Desse modo, as tensões de tração finais são diminuídas pelas tensões de compressão pré-aplicadas na peça (protensão).

Como resultado, foram encontradas e apresentadas as características geométricas da seção transversal, carregamentos, forças de protensão aplicadas ao longo da vida útil da peça, quantidade de armaduras ativas e passivas, de forma que a mesma apresente segurança estrutural em toda sua extensão.

Por fim, conclui-se com uma consideração do uso dos mecanismos existentes para otimização do desempenho das estruturas e com sugestões para trabalhos futuros.

PALAVRAS-CHAVE: Pontes rolantes. Concreto protendido. Viga.

Abstract

This paper intends to present the definition, characteristics, modes of use and, mainly, the design of one of the elements present in the crane, the overhead crane (which supports the rolling path), which will be calculated in prestressed concrete.

Those equipments are used to transport loads within a predetermined physical space. It has the name of "overhead crane" because it consists basically of a main beam supported at each end by rolling supports that move on two raised and parallel rails, the approximate length of the beam apart (PASSOS, 2011).

Prestressed Concrete emerged as an evolution of Reinforced Concrete, with the basic idea of applying prior compression stresses in the region of the cross section of the part, which will be tensiled later by the action of external loading applied to the structure. In this way, the final tensile stresses are decreased by the pre-applied compression stresses (prestressing).

As a result, the geometric characteristics of the cross section, loads, prestressing forces applied over the life of the part, the amount of active and passive reinforcement were calculated and presented, so that it has structural safety in all its extension.

Finally, it concludes with a consideration of the use of existing mechanisms to optimize the performance of structures and with suggestions for future papers.

KEYWORDS: Overhead crane. Prestressed concrete. Beam.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Exemplo de ponte rolante	14
Figura 2 - Ponte rolante univiga	16
Figura 3 – Exemplo de ponte rolante bi-viga	16
Figura 4 – Exemplo de ponte rolante bi-viga	17
Figura 5 – Exemplo de ponte rolante console (ou de parede)	18
Figura 6 – Exemplo de rodas para pontes rolantes	19
Figura 7 – Exemplo de botoeira pendente	20
Figura 8 – Controle remoto de ponte rolante.....	21
Figura 9 – Cabine de ponte rolante.....	22
Figura 10 – Alguns componentes de uma ponte rolante	22
Figura 11 – Esquema de uma viga protendida	24
Figura 12 – Montagem das armaduras de uma laje lisa protendida	25
Figura 13 – Aduela protendida	26
Figura 14 – Aduela protendida	26
Figura 15 – Esquema longitudinal da viga	27
Figura 16 – Corte B-B (s/ escala e com medidas em metros)	27
Figura 17 – Seção transversal da viga (Corte A-A) – Dimensões em milímetros.....	28
Figura 18 – Trilho ASCE 60	29
Figura 19 – Diagrama de momentos fletores gerado pelas ações permanentes (kN.m)..	30
Figura 20 – Diagrama de forças cortantes gerado pelas ações permanentes (kN)	30
Figura 21 – Trem-tipo longitudinal	32
Figura 22 – Envoltória de momentos fletores devidos a carga móvel.....	32
Figura 23 – Máximo momento fletor devido a carga móvel	32
Figura 24 – Envoltória de força cortante devido a carga móvel.....	33
Figura 25 – Força cortante devido a carga móvel na seção $S_{q_{máx}}$	33
Figura 26 – Diagrama de forças de protensão ao longo do tempo	43

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Características geométricas das seções transversais.....	29
Tabela 2 – Características geométricas do trilho.....	30
Tabela 3 – Estimativa do volume concreto para a viga.....	31
Tabela 4 – Classificação da ponte	31
Tabela 5 – Envoltória de momentos fletores (kN.m)	34
Tabela 6 – Envoltória de forças cortantes (kN).....	35
Tabela 7 – Características do concreto	35
Tabela 8 – Características da armadura passiva	36
Tabela 9 – Características da armadura ativa	36
Tabela 10 – Demais características da seção transversal	38
Tabela 11 – Tensões de referência (MPa)	38
Tabela 12 – Tensão de protensão mínima	39
Tabela 13 – Cálculo da força de protensão mínima	40
Tabela 14 – Seção transversal da armadura ativa.....	40
Tabela 15 – Características da seção homogeneizada.....	42
Tabela 16 – Cálculo da força inicial P_i - força ancorada P_a e recálculo da força instalada P_o	43
Tabela 17 – Dados iniciais para o cálculo	44
Tabela 18 – Cálculo da altura fictícia.....	45
Tabela 19 – Cálculo da deformação específica do concreto	46
Tabela 20 – Cálculo do coeficiente de fluência do concreto.....	47
Tabela 21 – Verificação do processo.....	47
Tabela 23 – Cálculo das perdas progressivas	49
Tabela 24 – Determinação das forças efetivas de protensão ao longo do tempo	49
Tabela 26 – Verificação para combinações especiais	51
Tabela 27 – Verificação de combinações em serviço	52
Tabela 28 – Cálculo das curvas limites em vazio.....	54
Tabela 29 – Cálculo das curvas limites em serviço.....	55
Tabela 34 – Tensões nas bielas de compressão.....	60
Tabela 35 – Armadura mínima.....	60
Tabela 36 – Armadura Transversal	60
Tabela 37 – Fadiga da armadura transversal	61
Tabela 38 – Detalhamento da armadura transversal.....	61

SUMÁRIO

1. Introdução	13
2. Objetivos	13
3. Revisão Bibliográfica	13
3.1. Pontes rolantes	13
3.2. Concreto protendido	23
4. Apresentação do projeto	27
5. Esforços solicitantes	28
5.1. Cálculo dos esforços devidos às ações permanentes	28
5.2. Cálculo dos esforços devido a carga móvel	31
5.3. Combinação última de ações	33
6. Materiais	35
6.1. Concreto	35
6.2. Aço estrutural	35
7. Processo de fabricação	36
7.1. Sistema de protensão	36
7.2. Fôrmas	36
7.3. Posicionamento da armadura	36
7.4. Lançamento do concreto	36
7.5. Cura do concreto	37
7.6. Transporte interno à fábrica	37
7.7. Estocagem	37
7.8. Transporte externo à fábrica	37
7.9. Montagem e fixação dos elementos	37
7.10. Principais equipamentos	37
8. Outras características geométricas	37
9. Tensões de referência	38
10. Determinação da força de protensão	38
10.1. Tipo de protensão	38
10.2. Estimativa da força de protensão	39
10.3. Determinação da área de armadura ativa	40
10.4. Características da seção homogeneizada	41
10.5. Cálculo da força inicial P_i , da força ancorada P_a e da força instalada P_o , com armadura efetiva	42
10.6. Cálculo das perdas progressivas e determinação da força de protensão em serviço (P_∞)	43
11. Verificação das tensões na seção mais solicitada	50

11.1.	Cálculo das tensões limites	50
11.2.	Verificação das tensões no caso de combinações especiais	50
11.3.	Verificação das tensões para combinações de utilização	51
12.	Verificação das tensões ao longo do vão	53
12.1.	Limitações das tensões normais	53
12.2.	Curvas limites.....	54
13.	Verificação da fadiga da armadura ativa e do concreto na seção com maior variação de tensões.....	55
13.1.	Armadura ativa.....	55
13.2.	Fadiga do concreto	56
14.	Verificação do estado limite último	57
14.1.	Solicitações normais.....	57
14.2.	Solicitações tangenciais.....	59
15.	Verificação de fadiga da armadura transversal	60
16.	Conclusão	62
	Referências	63
	APÊNDICE A	65

1. INTRODUÇÃO

As pontes rolantes são de extrema importância para a indústria, no transporte de matéria-prima e dos produtos dentro da fábrica ou em zonas portuárias. Ela torna tal tarefa mais econômica, rápida, precisa e segura.

Já o concreto protendido encaixa-se bem com as demandas que a estrutura de suporte dessas pontes necessita, pois através de uma compressão induzida, permite melhor uso da seção transversal para fins de resistência o que, como resultado, possibilita a mesma vencer maiores vãos.

A maioria dos elementos das pontes rolantes são constituídos de peças metálicas, devido a sua leveza e alta resistência. Porém, é comum que a viga que dá suporte ao caminho de rolamento (que será definido com mais detalhes ao longo do trabalho), seja um elemento pré-moldado de concreto, armado ou protendido, tendo um grande apelo para este uso, pois apresenta desempenho estrutural consideravelmente melhor quando as ações variáveis são mais elevadas.

2. OBJETIVOS

O trabalho pretende apresentar a definição, características, modos de utilização e, principalmente, o dimensionamento de um dos elementos presentes na ponte rolante, a viga de rolamento (que suporta o caminho de rolamento), que será calculada em concreto protendido. A referida peça estrutural encontra-se em uma indústria de materiais com baixo potencial corrosivo.

Como resultado, espera-se encontrar e apresentar as características geométricas da seção transversal, carregamentos aplicados, forças de protensão aplicadas ao longo da vida útil da peça, quantidade de armaduras ativas e passivas, de forma que a mesma apresente segurança estrutural em toda sua extensão.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1. Pontes rolantes

As Pontes rolantes são equipamentos usados para transportar cargas dentro de um espaço físico pré-determinado. Tem o nome de "ponte rolante" por ser constituída basicamente de uma viga principal apoiada em cada extremidade por apoios rolantes que se deslocam sobre dois trilhos elevados e paralelos, afastados um do outro o comprimento aproximado da viga (PASSOS, 2011).

Tais equipamentos se destinam à movimentação horizontal e vertical, sendo geralmente empregadas no transporte e elevação de cargas (equipamentos e materiais) em instalações industriais (fundições, usinas siderúrgicas, linhas de montagem, em casas de máquinas de usina, elétricas, em pátio de carga, depósitos, etc.) e nos canteiros de obras (PASSOS, 2011).

O deslocamento da estrutura principal dá-se pela extensão dos trilhos geralmente em planos horizontais ou, em casos especiais, os trilhos podem seguir trajetória curva e os planos serem levemente inclinados.

Acrescentado à viga principal geralmente existe um guincho capaz de suspender as cargas verticalmente do chão até aproximadamente a altura da viga principal. Este guincho normalmente é instalado sobre um carro que se desloca longitudinalmente através do caminho de rolamento, que será melhor explicado posteriormente. A Figura 1 apresenta um exemplo de ponte rolante.

Figura 1 – Exemplo de ponte rolante



Fonte: Bravo Metal (2019)

A ponte rolante tem seus movimentos longitudinal, transversal e vertical motorizados. Dependendo de seu tamanho e potência, tem os seus movimentos comandados por um operador na cabina, ou por botoeira ao nível do piso (PASSOS, 2011).

O movimento longitudinal esquerdo ou direito é feito pelas rodas sobre os trilhos. O transversal esquerdo ou direito é feito pelo carro sobre a ponte. O vertical ascendente ou descendente é feito pelo enrolamento ou desenrolamento do cabo de aço ou corrente.

Convencionou-se dividir as pontes em grupos levando em consideração a capacidade de carga:

- Grupo leve: Pontes rolantes de 3 a 15 toneladas;
- Grupo médio: Pontes rolantes de 15 às 50 toneladas;
- Grupo pesado: Pontes rolantes de 50 a 120 toneladas;
- Grupo extrapesado: Pontes rolantes com capacidade acima de 120 toneladas.

Diferentemente do grupo leve, os grupos de pontes médios e pesados são equipados com dois sistemas de elevação no carro, sendo um deles o gancho auxiliar, que permite maior versatilidade no levantamento da carga, pois opera com maior velocidade.

Segundo Passos (2011), em função de capacidade de carga as pontes rolantes podem ser constituídas de uma ou duas vigas principais suspensas, sobre um vão livre, e apoiadas rigidamente sobre as cabeceiras (vigas testeiras) móveis.

Para aplicações que exigem menor capacidade de elevação e menores áreas de varredura, utilizam-se pontes rolantes com talha móvel, que constam de uma viga “I”, em cuja aba inferior se apoia uma talha com trole.

Outra possibilidade de classificação pode ser desenvolvida em função do fator de utilização da ponte rolante. Podemos classificá-las como uso:

- a) ocasional – com duas a cinco operações a plena carga por hora, a velocidades baixas, usadas em usinas de força;
- b) leve – de cinco a dez operações a plena carga por hora, a baixa velocidades, em oficinas mecânicas e armazéns;
- c) moderado – trabalham em regime de 10 a 20 operações horárias, a velocidades médias, em fundições leves e pátios de carga;
- d) constante – funcionam de 20 a 40 vezes por hora, a plena carga, a velocidade mais elevada, principalmente linhas de montagem e fundições pesadas;
- e) pesado – conjugam elevadas velocidades com grande capacidade, realizando mais de 40 operações por hora.

Para cada tipo de aplicação existe um equipamento ideal, as pontes rolantes seguem esse mesmo princípio. Dependendo do local e o tipo de aplicação, as pontes rolantes podem ser classificadas em: ponte rolante apoiada, ponte rolante suspensa, ponte rolante univiga e ponte rolante bi-viga (PASSOS, 2011).

Ponte rolante apoiada

Esse tipo de ponte se desloca por cima dos trilhos do caminho de rolamento, normalmente possui travamento horizontal que impede o balanço lateral. Os trilhos são sustentados pelas vigas da edificação. Este modelo de ponte rolante possui vão de até 30 metros e são extremamente adaptáveis aos locais de instalação, sendo uma ótima opção para locais com altura reduzida abaixo do caminho de rolamento.

Ponte rolante apoiada univiga

A ponte rolante univiga é constituída por duas cabeceiras, uma única viga e um ou dois carros trolley que sustentam a(s) talha trolley. O carro trolley corre na aba inferior da viga da ponte rolante. Dependendo da capacidade do vão, as vigas principais podem ser constituídas de viga tipo “I” laminada ou viga tipo “caixão” soldada. Geralmente esse tipo de ponte é aplicado para capacidades de cargas que podem chegar a até 15 toneladas (PASSOS, 2011). A Figura 2 mostra um exemplo de pontes rolantes apoiadas univiga.

Figura 2 - Ponte rolante univiga



Fonte: Duren (2019)

Ponte rolante apoiada bi-viga

A ponte rolante biviga é similar à ponte univiga, porém possui duas vigas por onde o carro trolley se desloca. Utilizando-se esta configuração estrutural a capacidade de carregamento é muito maior se comparado às pontes rolantes univigas. Geralmente esse tipo de ponte rolante pode atender uma capacidade de carga de até 300 toneladas e vão de 70 metros. A Figura 3 mostra um exemplo de ponte rolante biviga (PASSOS, 2011).

Figura 3 – Exemplo de ponte rolante bi-viga



Fonte: Logismarket (2019).

Ponte rolante suspensa

A viga principal desse tipo de ponte rolante se desloca por baixo do caminho de rolamento se transladando pela aba da viga do caminho. Com o caminho de rolamento fixado no teto do edifício esse modelo de ponte permite um melhor aproveitamento da altura física, sendo utilizada em locais onde a altura do pé direito é reduzida. Além disso, esse modelo de ponte permite estender o caminho de rolamento além dos pontos de fixação da estrutura, aproveitando assim ao máximo o comprimento disponível do edifício na qual a ponte rolante é instalada (PASSOS, 2011).

A Figura 4 mostra uma ponte rolante biviga suspensa; observa-se que, devido a essa configuração, é possível instalar a ponte próxima à cobertura do edifício.

Figura 4 – Exemplo de ponte rolante bi-viga



Fonte: Duren (2019)

Ponte rolante console

A ponte rolante tipo console movimenta-se em um nível próprio, debaixo das grandes pontes rolantes. Com isso, ela proporciona um fluxo de materiais sem atritos através de possibilidades de movimentação adicionais para outras áreas de produção de forma consequente.

Com coordenadas de ângulos retos, ela pode, nesse caso, atender a mais de um local de trabalho. As pontes rolantes do tipo console são geralmente encontradas para capacidades de até 5 toneladas e comprimentos de lança de até 10 metros (PASSOS, 2011). A Figura 5 mostra um exemplo deste tipo de ponte.

Figura 5 – Exemplo de ponte rolante console (ou de parede)



Fonte: Direct Industry (2019)

Os componentes

- **Ponte**

É a estrutura principal propriamente dita, conforme mostra o item A da Figura 10. Suporta a maior parte dos componentes e realiza o movimento de translação da ponte rolante que cobre o vão de trabalho. Uma ponte rolante é constituída por duas cabeceiras e uma uni-viga ou dupla-viga.

- **Cabeceiras**

Estão localizadas nas extremidades da viga. Nas cabeceiras estão fixadas as rodas, uma das quais geralmente é acionada por uma caixa de engrenagem, que por sua vez é acionada por um motor elétrico, o que permite o movimento de translação da ponte rolante. Estas rodas se movem sobre os trilhos que compõem o caminho de rolamento (PASSOS, 2011). Estão exemplificadas no item B da Figura 10.

- **Viga**

É a viga principal da ponte rolante, conforme mostra o item D da Figura 10. Quando o projeto da ponte rolante utiliza apenas uma viga tem-se uma ponte chamada de uni-viga, e quando o

projeto da ponte rolante utiliza duas vigas tem-se uma ponte chamada de ponte dupla-viga. Sobre ou sob esta viga, dependendo do tipo de ponte rolante, desloca-se o carro da talha.

- **Carro**

Também chamado de Carro Trolley (Figura 10 item F). Este componente se movimenta sobre a viga principal, ou vigas no caso de uma ponte rolante biviga. No carro estão contidos os mecanismos de elevação da carga ou a talha. Desta forma, o carro é responsável pelo movimento transversal e vertical da ponte rolante (SORDI, 2016).

- **Talha**

Este dispositivo é acoplado ao carro da ponte rolante, sendo responsável por elevar a carga, conforme mostra a Figura 10, item G. É constituído basicamente por uma estrutura de fixação, um motor elétrico com sistema de freio, um tambor para recolher o cabo de aço e o cabo de aço. Usualmente utiliza-se um gancho na extremidade do cabo de aço para facilitar a fixação da carga (SORDI, 2016).

- **Rodas**

As rodas de uma ponte rolante são fabricadas geralmente em aço doce e com o formato do trilho que irão se deslocar. Possuem uma aba lateral que impede a ponte rolante de sair do caminho de rolamento, conforme representado pela Figura 6 (SORDI, 2016).

Figura 6 – Exemplo de rodas para pontes rolantes



Fonte: FMECAL (2019)

- **Botoeira pendente**

A botoeira pendente é a forma mais tradicional de controlar os movimentos de uma ponte rolante. Entretanto, como a botoeira pendente é ligada ao painel elétrico da ponte rolante através de um cabo, ela pode contribuir para: aumentar o risco da operação (devido a proximidade do operador com a carga que está sendo movimentada), diminuir a produtividade (o operador pode ter dificuldade em se movimentar por entre máquinas e materiais, pois está preso a ponte rolante pela botoeira pendente) e aumentar os custos de manutenção (pois o cabo está sujeito a enroscar em algo e a botoeira pendente está sujeita a golpes e pancadas). A Figura 7 exemplifica a botoeira pendente.

Figura 7 – Exemplo de botoeira pendente



Fonte: ViewTech (2019)

- **Controle remoto**

Um modo diferente de controlar os movimentos de uma ponte rolante é através do uso de um controle remoto via rádio frequência, conforme mostra a Figura 8. Este tipo de equipamento é composto por um receptor de rádio frequência conectado eletricamente ao painel da ponte rolante, um transmissor portátil para seleção dos movimentos, carregador de bateria e bateria (química). O uso do controle remoto via rádio frequência oferece algumas vantagens sobre a botoeira pendente:

- O transmissor do controle remoto é portátil, assim, assegura um melhor posicionamento do operador em relação à carga que está sendo movimentada, ou seja, mais segurança na operação da ponte rolante.

- Controle remoto permite que o operador se posicione a uma distância segura do receptor que está conectado ao painel da ponte rolante, ou seja, o operador pode escolher a melhor e mais eficiente rota dentro da configuração de instalação de fábrica para se locomover, aumentando a produtividade.

Com o uso do controle remoto, a botoeira pendente pode ser retirada ou pode continuar instalada atuando como reserva do controle remoto. Em ambos os casos o desgaste dos cabos será mínimo, reduzindo os custos de manutenção da ponte rolante.

Figura 8 – Controle remoto de ponte rolante



Fonte: Tongsis (2019)

- **Cabine**

Outra maneira de controlar os movimentos da uma ponte rolante é através de uma cabine de operação que é localizada na própria ponte rolante. Este tipo de controle, apresentado na Figura 9, é utilizado quando o ambiente abaixo da ponte é muito agressivo e/ou quando o operador precisa visualizar a operação pelo alto, como, por exemplo, a movimentação de um container (transporte).

Figura 9 – Cabine de ponte rolante



Fonte: Truck Cranes (2019)

- **Caminho de rolamento**

Segundo Sordi (2016), o caminho de rolamento é a base por onde a ponte ou o pórtico irá se movimentar. É através do caminho de rolamento que as cabeceiras se deslocam. Esse caminho possui diversas formas construtivas podendo ser fabricado de vigas metálicas ou de concreto e trilhos. No caso de pontes rolantes esse caminho fica apoiado nos pilares da estrutura. Tratando-se de pórticos o caminho de rolamento é feito diretamente no piso. Tal estrutura é exemplificada no item C da Figura 10.

Figura 10 – Alguns componentes de uma ponte rolante



Fonte: Sordi (2016)

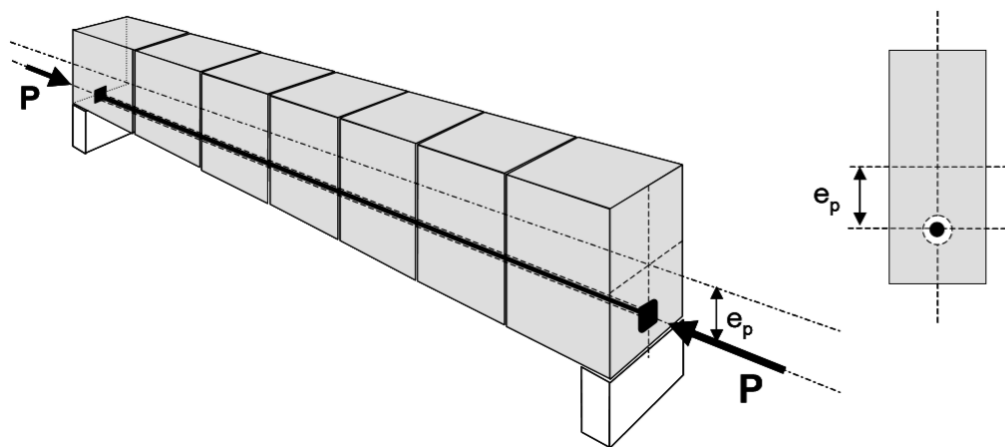
Objeto de estudo neste trabalho, o caminho de rolamento será dimensionado como uma viga em concreto protendido com trilhos acoplados ao longo da estrutura.

3.2. Concreto protendido

O concreto é um material resistente às tensões de compressão, mas sua resistência à tração varia de 8 a 15 % da resistência à compressão. O Concreto Protendido surgiu como uma evolução do Concreto Armado, com a ideia básica de aplicar tensões prévias de compressão, na região da seção transversal da peça, que será tracionada posteriormente pela ação do carregamento externo aplicado na peça. Desse modo, as tensões de tração finais são diminuídas pelas tensões de compressão pré-aplicadas na peça (protensão). Assim, pretende-se diminuir os efeitos da baixa resistência do concreto à tração. Sob flexão, o concreto desenvolve fissuras, ainda em estágios iniciais de carregamento, e para reduzir ou impedir tais fissuras, uma força de compressão concêntrica ou excêntrica pode ser imposta na direção longitudinal do elemento, que age eliminando ou reduzindo as tensões de tração nas seções críticas do meio do vão e dos apoios, elevando a capacidade das seções à flexão, à força cortante e à torção. As seções podem atuar elasticamente e a capacidade “total” do concreto à compressão pode ser eficientemente utilizada, em toda a altura da seção, a todas as ações aplicadas (BASTOS, 2018).

Segundo Carvalho (2012), historicamente, a ideia de protensão surgiu praticamente simultaneamente a do concreto armado. Existiram patentes de 1886 e 1888 requeridas por Jackson (Califórnia -USA) e Dohering (Alemanha) e cita-se ainda a experiência de Koenem (Berlim-Alemanha) que em 1906 aplicou a protensão para reduzir a fissuração de elementos de piso em argamassa. Porém as primeiras tentativas esbarraram sempre na impossibilidade de se garantir tensões de compressão permanentes no concreto. Os efeitos da retração e da deformação lenta do concreto acabavam por anular o efeito do estiramento prévio da armadura. Somente após os estudos e ensaios feitos por Eugene Freyssinet, a partir de 1928, é que foi possível entender que seria necessário o uso de aços que permitiriam grandes deformações de estiramento, de sorte que mesmo que perdessem parte do estiramento, ao longo do tempo, ainda assim transfeririam esforços de compressão ao concreto. As grandes deformações do aço podem ser obtidas sem comprometer a aderência com concreto usando dispositivos (bainhas por exemplo) que evitam o contato entre ambos, aço de protensão e concreto, durante a distensão do primeiro e permitindo o limite de deformação de 0,1% seja mantido após consolidada a aderência entre os mesmos.

Figura 11 – Esquema de uma viga protendida



Fonte: Hanai (2005)

Ainda segundo Carvalho (2012), estruturas de concreto armado e de concreto protendido hoje em dia já são consideradas como sendo do mesmo tipo, ou seja, são normalizadas por um mesmo documento (uma mesma norma) que usa especificações diferentes quando for o caso. Assim, a ABNT NBR 6118:2003 já tratava do “Projeto de estruturas de concreto” englobando o concreto simples (sem armadura), o armado (apenas com armadura passiva) e o protendido (em que pelo menos parte da armadura é ativa).

• Vantagens e desvantagens

As estruturas de concreto protendido, em diversas situações são mais econômicas que as executadas com outros materiais. Em relação as estruturas de madeira e de aço apresentam sempre a vantagem de necessitarem, usualmente, manutenção mais simples e mais barata. Em relação às de concreto armado, as peças protendidas tem a fissuração impedida ou mais controlada na região tracionada dos trechos fletidos. Para entender a economia das estruturas em concreto protendido pode-se usar um estudo do custo do aço estrutural. Neste estudo serão comparados os aços CA25, CA50, CA60, CP170 e CP175 (os três primeiros usados em peças de concreto armado e os dois últimos em peças de concreto protendido). Imaginando apenas o custo do aço sendo dado por quilo de matéria prima chega-se ao gráfico apresentado na figura 1.9, que poderia levar à conclusão enganosa que o aço que tem preço menor por quilo é o mais barato. O melhor é analisar o custo da força desenvolvida por cada um. Assim, 1 kg de CA25 será capaz de desenvolver uma força proporcional a sua tensão de escoamento (no caso $1,25 \times 25 = 31,25$ kN). Ao dividir o custo do kg do aço pela tensão (proporcional à força) chega-se ao preço necessário para desenvolver a força em questão ou a tensão (são proporcionais) (CARVALHO, 2012).

Um argumento que poderia ainda ser usado está no fato que os aços de protensão nem sempre alcançam a máxima tensão devido às perdas imediatas e ao longo do tempo sofridas nos sistemas protendidos. Porém há outras vantagens, advindas da protensão, como por exemplo, a

diminuição da fissuração que compensam estas perdas e que não são encontradas nos sistemas de concreto armado (CARVALHO, 2012).

Pode-se dizer que em diversas situações, principalmente em peças fletidas, o concreto protendido apresenta custo mais baixo que estruturas similares, sendo que as principais vantagens que acabam contribuindo para isto são estruturas (CARVALHO, 2012):

- Mais leves que as similares em concreto armado (devido ao controle da fissuração);
- Com grande durabilidade com pequenos custos de manutenção (o controle da fissuração do concreto aumenta a resistência ao ataque de agentes agressivos na armadura);
- Com boa resistência ao fogo;
- Que são adequadas ao uso de pré-moldagem (devidos as características de peso menor e controle de fissuração) e, portanto, com o uso mais eficiente do material concreto.
- Apresentando menores deformações que as estruturas similares, fletidas, em concreto armado;
- Com controle da propriedade dos materiais aço e concreto. Como o aço e o concreto são colocados sob carga durante a protensão (principalmente o aço que recebe tensões próximas ao seu escoamento) costuma-se afirmar que a estrutura protendida se apresenta com a resistência de seus materiais testada;
- que fazem parte de uma tecnologia bastante conhecida nos grandes centros do país e basta se ter uma equipe de montagem de cabos, unidades de protensão e execução de protensão para complementar os trabalhos das equipes de confecção de estruturas de concreto que existem em todo país.

- **Exemplos de estruturas em concreto protendido**

As Figuras 12 a 14 trazem exemplos de aplicações de concreto protendido.

Figura 12 – Montagem das armaduras de uma laje lisa protendida



Fonte: Prefor Engenharia (2019)

Figura 13 – Aduela protendida



Fonte: Mallmann (2013)

Figura 14 – Aduela protendida

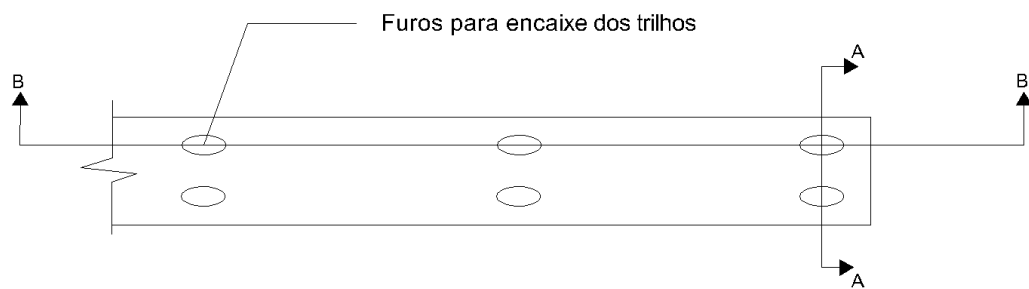


Fonte: FormaTec (2019)

4. APRESENTAÇÃO DO PROJETO

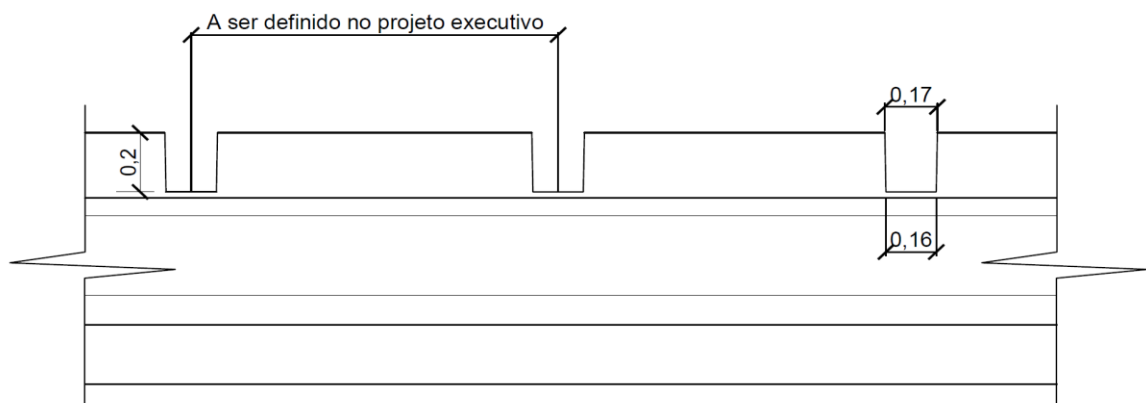
Projeto de uma viga pré-moldada em concreto protendido para suporte de ponte rolante industrial projetada por Braga (2015). Mostrada nas Figuras 15, 16 e 17, a viga possui 13 metros de comprimento e 40 centímetros de largura por 85 centímetros de altura. Está apoiada sobre consolos de concreto, com almofada de neoprene e fixação com chumbadores de aço.

Figura 15 – Esquema longitudinal da viga



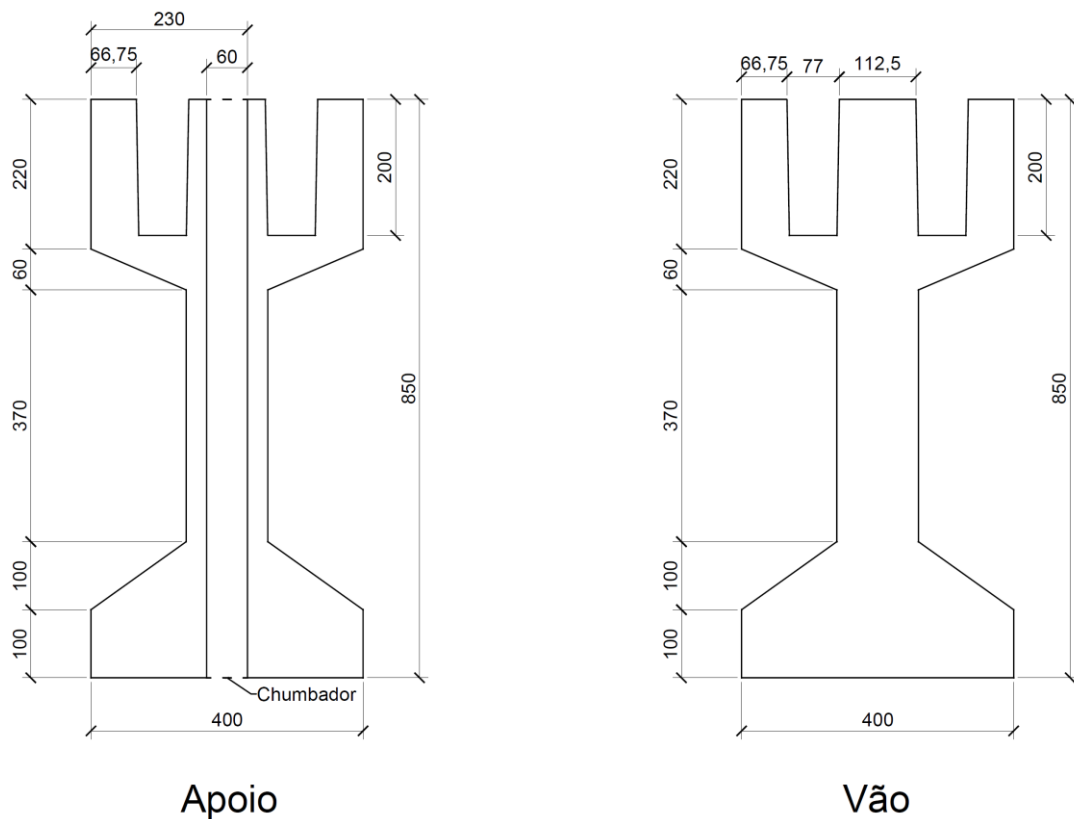
Fonte: Autor (2019)

Figura 16 – Corte B-B (s/ escala e com medidas em metros)



Fonte: Autor (2019)

Figura 17 – Seção transversal da viga (Corte A-A) – Dimensões em milímetros



Fonte: Autor (2019)

5. ESFORÇOS SOLICITANTES

Nesta que é a primeira etapa do projeto, é realizado um levantamento dos esforços solicitantes no elemento estrutural que englobam os efeitos causados pelo peso-próprio do mesmo, possíveis sobrecargas permanentes e ações acidentais, que nesse projeto será compreendida pelo trem-tipo que representa a ação das rodas da ponte rolante sobre o caminho de rolamento. Tal levantamento, em um primeiro momento encontrou os esforços característicos e, posteriormente, os esforços de cálculo.

5.1. Cálculo dos esforços devidos às ações permanentes

Características geométricas e peso próprio

Para a determinação do peso-próprio da estrutura, é necessário ter conhecimento da geometria do elemento e das características do material utilizado na sua composição.

Para o levantamento dos esforços foi considerada a seção bruta de concreto, sem considerar as eventuais variações das propriedades causadas pela inserção das cordoalhas e das barras de aço que também fazem parte da composição da estrutura.

Assim, considerando o peso específico do concreto igual a 25 quilo newtons por metro cúbico e com base nas características levantadas através do programa AutoCAD e apresentadas na Tabela 1, foi determinado o peso próprio da estrutura igual a **4,85 kN/m**.

Tabela 1 – Características geométricas das seções transversais

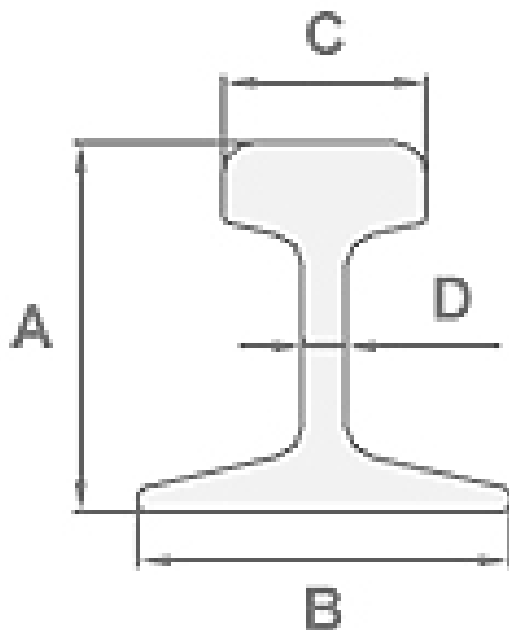
Vão		Apoio	
Área (cm ²)	1846,0	Área (cm ²)	1375,0
Perímetro (cm)	361,5	Perímetro (cm)	361,5
Distância do centroide a borda inferior (cm)	41,0	Distância do centroide a borda inferior (cm)	40,0
Distância do centroide a borda superior (cm)	44,0	Distância do centroide a borda superior (cm)	45,0
Momento de Inércia (cm ⁴)	1466059,70	Momento de Inércia (cm ⁴)	1156843,78

Fonte: Autor (2019)

Sobrecarga permanente

Neste projeto, a sobrecarga permanente compreende o peso dos trilhos. Segundo Braga (2015), em função da largura do boleto útil, foi determinado o trilho leve ASCE 60 (equivalente ao TR30), conforme Figura 18. A Tabela 2 mostra as características geométricas do mesmo e o valor da sobrecarga a ser considerada no projeto.

Figura 18 – Trilho ASCE 60



Fonte: Ferro Trilhos (2019)

Tabela 2 – Características geométricas do trilho

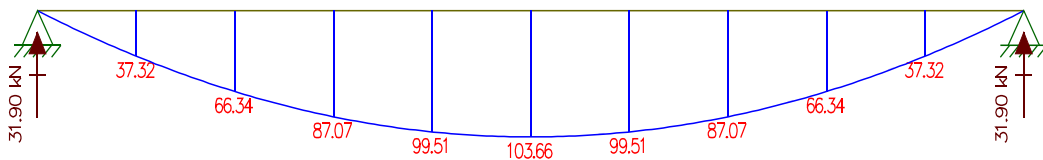
Dimensão A (mm)	107,9
Dimensão B (mm)	107,9
Dimensão C (mm)	60,3
Dimensão D (mm)	12,3
Peso próprio (kg/m)	29,8

Fonte: Adaptado de Ferro Trilhos (2019)

Esforços devido às cargas permanentes

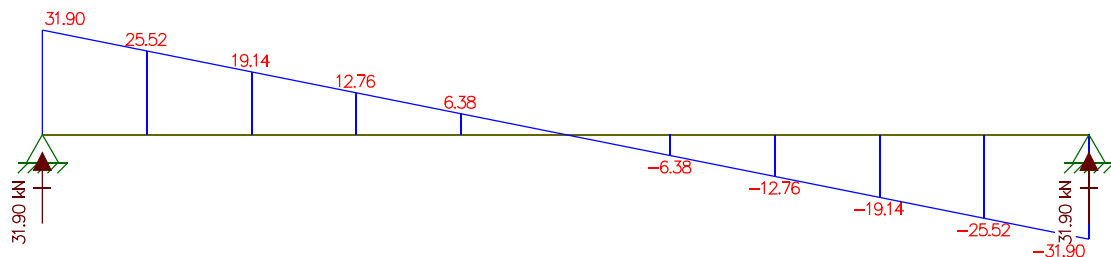
Após a realização da triagem das ações permanentes a serem consideradas, com auxílio da ferramenta FTOOL foram gerados os diagramas de solicitação, conforme mostram as Figuras 19 e 20. Nota-se que foram coletadas informações sobre seções espaçadas um décimo do vão da viga, pois mais à frente no projeto será necessário conhecimento das características e esforços de tais seções para garantir um dimensionamento consistente.

Figura 19 – Diagrama de momentos fletores gerado pelas ações permanentes (kN.m)



Fonte: Autor (2019)

Figura 20 – Diagrama de forças cortantes gerado pelas ações permanentes (kN)



Fonte: Autor (2019)

Volume de concreto estimado

Com base nas reações de apoio (considerando apenas a ação do peso-próprio da estrutura), foi estimado através do peso específico do concreto o volume necessário (desconsiderando perdas e adensamento do material) para execução do elemento estrutural. A Tabela 3 mostra os resultados.

Tabela 3 – Estimativa do volume concreto para a viga

Somatório das reações de apoio (kN)	60,00
Volume de concreto (m ³)	2,40

Fonte: Autor (2019)

Classificação da ponte

Segundo a ABNT NBR 8681:2003, grandes pontes, ou seja, nas quais o peso próprio corresponde a mais de 75% da totalidade das ações possuem coeficiente de majoração das ações igual a 1,3. Por isso, a Tabela 4 mostra a verificação de tal condição, que é utilizada mais adiante para composição das combinações.

Tabela 4 – Classificação da ponte

Peso próprio – g ₁ (kN)	59,995
Ações de permanentes totais – g (kN)	63,795
g ₁ /g	94,04%
Classificação	Grandes Pontes
γ _g	1,3

Fonte: Autor (2019)

5.2. Cálculo dos esforços devido a carga móvel

Coeficiente de impacto

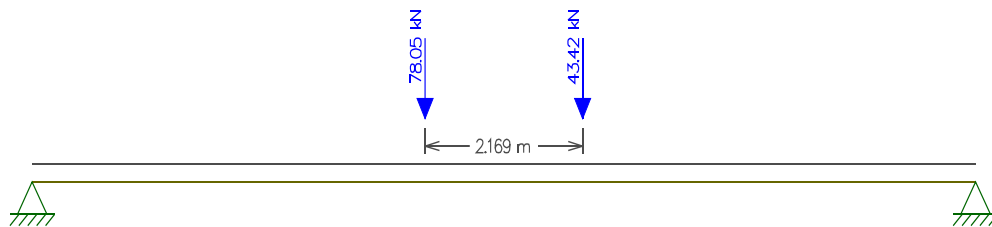
Por conta dos efeitos dinâmicos que atuam na estrutura é definido um coeficiente de impacto para simulação dos mesmos, visto que não existe uma metodologia mais precisa com ampla aceitação no meio acadêmico. Para pontes rodoviárias, tal coeficiente é definido pela ABNT NBR 7188:2013 como o conjunto de fatores que englobam a extensão do vão médio, o número de faixas de tráfego e material utilizado; além disso, ele varia de acordo com a posição que está sendo analisada, pois apenas próximo as juntas estruturais o último fator supracitado é aplicado.

Já neste caso, tratando-se de um elemento de suporte auxiliar à movimentação de cargas, o coeficiente de impacto é definido pela Tabela 1 da ABNT NBR 10084:2015 e fixado em 1,15.

Determinação do trem-tipo longitudinal

De acordo com o trabalho apresentado por Braga (2015), a roda mais solicitada da ponte rolante possui esforço de 78,05 kN, e seu par, de 43,417 kN. Assim, o trem-tipo utilizado para representar as cargas móveis é o mostrado na Figura 21. É importante ressaltar que, por possuírem valores muito baixos, foram desconsideradas as ações laterais devidas ao movimento do carro na ponte e a inércia da mesma.

Figura 21 – Trem-tipo longitudinal

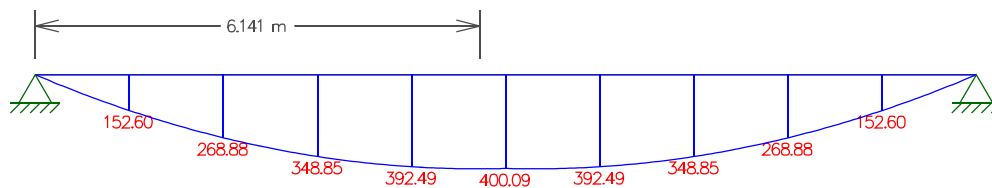


Fonte: Autor (2019)

Esforços solicitantes devido as cargas móveis

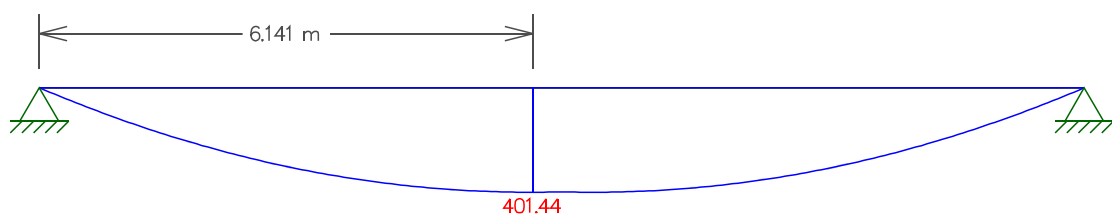
Com auxílio do programa FTOOL, foi determinada a envoltória de esforços causados pelas cargas móveis. Um fato que deve ser notado é que o ponto de máximo momento fletor devido às ações variáveis está na abscissa 6,14 metros, diferente do ponto de máximo momento fletor causado pelas ações permanentes (abscissa 6,5 metros). Tal informação será considerada na determinação dos esforços de cálculo. As Figuras 22, 23, 24 e 25 mostram as envoltórias de esforços.

Figura 22 – Envoltória de momentos fletores devidos a carga móvel



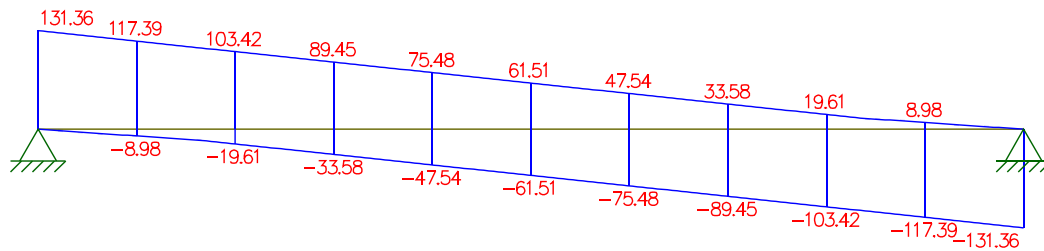
Fonte: Autor (2019)

Figura 23 – Máximo momento fletor devido a carga móvel



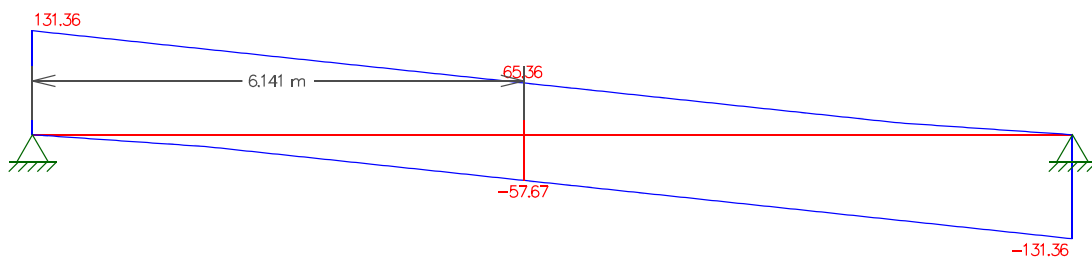
Fonte: Autor (2019)

Figura 24 – Envoltória de força cortante devido a carga móvel



Fonte: Autor (2019)

Figura 25 – Força cortante devido a carga móvel na seção Sqmáx



Fonte: Autor (2019)

5.3. Combinação última de ações

Caso de carregamento

De acordo com a ABNT NBR 10084:2015, deve ser estabelecida, nas situações onde não cabe a consideração de efeitos de vento, a combinação de serviço normal, conforme mostra a equação abaixo.

$$F_I = M_x \cdot (F_g + \psi \cdot F_q + F_h)$$

Onde,

F_I – Ação resultante do caso 1 de carregamento;

F_g – Ação devida às cargas permanentes;

F_q – Ação devida às cargas provocadas pelo equipamento de transporte;

F_h – Duas ações devidas aos movimentos horizontais do equipamento mais desfavorável;

Ψ – Coeficiente dinâmico (impacto);

M_x – Coeficiente de majoração definido pela ABNT NBR 8400:2019, tal valor é estabelecido de acordo com o grupo da estrutura suporte, que é determinado pela mesma norma.

Porém, por ser uma estrutura em concreto protendido e pré-moldada, a ABNT NBR 10084:2015 recomenda que sejam consideradas as combinações existentes na ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 9062:2017. Assim, sabendo que a o peso próprio da estrutura corresponde a mais de 75% da totalidade das ações, considerou-se, conforme determinam as Tabelas 2 e da ABNT NBR 8681:2003, os coeficientes de majoração para as ações permanentes e acidentais iguais a 1,3. Dessa forma, a combinação última normal ficou conforme mostra a equação abaixo.

$$F_I = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot \psi \cdot F_q$$

Onde,

F_I – Ação resultante do caso 1 de carregamento;

F_g – Ação devida às cargas permanentes;

F_q – Ação devida às cargas provocadas pelo equipamento de transporte;

Ψ – Coeficiente dinâmico (impacto) = 1,15;

γ_i – Coeficientes de majoração das ações permanentes e acidentais.

A seguir, as Tabelas X e X mostram a envoltória de esforços gerados pela combinação anteriormente explicitada.

Tabela 5 – Envoltória de momentos fletores (kN.m)

Seção	1	2	3	4	2+3	2+4
	M_g	$\gamma \cdot M_g$	$\gamma \cdot \phi \cdot M_q$ (máx)	$\gamma \cdot \phi \cdot M_q$ (mín)	M_{máx}	M_{mín}
S0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S1	37,32	48,52	228,90	0,00	277,42	48,52
S2	66,34	86,24	403,32	0,00	489,56	86,24
S3	87,07	113,19	523,28	0,00	636,47	113,19
S4	99,51	129,36	588,74	0,00	718,10	129,36
Sqmáx	103,34	134,34	602,16	0,00	656,21	134,34
S5	103,66	134,76	600,14	0,00	734,89	134,76

Fonte: Autor (2019)

Tabela 6 – Envoltória de forças cortantes (kN)

Seção	1	2	3	4	2+3	2+4	1+3	1+4
	V _g	$\gamma \cdot V_g$	$\gamma \cdot \phi \cdot V_q$ (máx)	$\gamma \cdot \phi \cdot V_q$ (mín)	V _{máx}	V _{mín}	V _{máx}	V _{mín}
S0	31,90	41,47	197,04	0,00	238,51	41,47	228,94	31,90
S1	25,52	33,18	176,09	-13,47	209,26	19,71	201,61	12,05
S2	19,14	24,88	155,13	-29,42	180,01	-4,53	174,27	-10,28
S3	12,76	16,59	134,18	-50,37	150,76	-33,78	146,94	-37,61
S4	6,38	8,29	113,22	-71,31	121,51	-63,02	119,60	-64,93
Sq _{máx}	1,76	2,29	98,06	-86,49	100,34	-84,20	99,82	-84,73
S5	0,00	0,00	92,27	-92,27	92,27	-92,27	92,27	-92,27

Fonte: Autor (2019)

6. MATERIAIS

Nesse momento são apresentados os materiais utilizados e algumas características que impactaram no dimensionamento.

6.1. Concreto

O concreto que utilizado para o dimensionamento da estrutura possui resistência característica a compressão de 50 MPa, estando no limite superior do grupo I de concretos. A Tabela 7 traz informações relacionadas aos materiais que são determinantes para o cálculo da estrutura e que são definidas pela ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 7 – Características do concreto

Peso específico (kN/m³)	25,00
Resistência característica à compressão (28 dias)	50,00
Resistência a tração direta média (fct,m)	4,07
Resistência a tração direta inferior (fctk, inf)	2,85
αE (considerando granito)	1,20
Módulo de elasticidade inicial (Eci)	47517,58

Fonte: Autor (2019)

6.2. Aço estrutural

Armadura passiva

Para a armadura passiva, ou seja, aquela que não é submetida a esforços prévios aos designados nos itens anteriores, foram utilizados aços CA-50 e CA-60 (para os estribos). As características mais importantes para o início do dimensionamento, são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Características da armadura passiva

Aço	Fyk (MPa)	Fyd (MPa)	Módulo de elasticidade – E (MPa)
CA-50	500	435	210000
CA-60	600	522	210000

Fonte: Autor (2019)

Armadura ativa

Para o aço a ser protendido, foram utilizadas cordoalhas de 7 fios e 3 fios com diâmetros definidos posteriormente e tipologia CP190 com relaxação baixa. A Tabela 9 mostra as características principais deste material.

Tabela 9 – Características da armadura ativa

Aço de protensão	CP190 - Relaxação baixa (3%)
f_{pt,k} (MPa)	1900
E_p (MPa)	200000

Fonte: Autor (2019)

7. PROCESSO DE FABRICAÇÃO**7.1. Sistema de protensão**

A protensão será realizada por meio de macacos hidráulicos. Os cabos serão retos e, caso haja necessidade de variação nas forças de protensão, serão utilizadas mangueiras de plástico revestido (espaguete). Assim, considera-se a protensão com aderência inicial.

7.2. Fôrmas

As fôrmas serão produzidas com madeira plastificada, apoiadas sobre base firme.

7.3. Posicionamento da armadura

A armadura será constituída de parte ativa (protendida) e passiva. Além disso, por questões construtivas, o contorno da peça possuirá armaduras de aço não protendido para garantir o posicionamento das armaduras calculadas. Também, serão previstas armaduras complementares para atender as exigências da ABNT NBR 6118:2014.

7.4. Lançamento do concreto

O concreto será lançado a partir de betoneira suspensa. O adensamento será feito por meio de vibrador manual.

7.5. Cura do concreto

O concreto, preparado com CPV-ARI (alta resistência inicial), para garantir grandes resistências iniciais, terá sua cura feita, nas primeiras 20 horas, a vapor. O ciclo poderá variar de acordo com o consumo de cimento e realização de ensaios para controle da resistência atingida.

7.6. Transporte interno à fábrica

O transporte interno será feito por pontes rolantes até o local de estocagem (após fixação do trilho junto a estrutura principal) e, posteriormente, até os caminhões que efetuarão o transporte para o destino final.

7.7. Estocagem

A estocagem será realizada em local protegido do sol e da chuva, em área reservada para este fim.

7.8. Transporte externo à fábrica

Tal deslocamento será realizado por meio de caminhões com devido controle de manuseio das peças.

7.9. Montagem e fixação dos elementos

A montagem será feita com auxílio de guindastes, tomando-se cuidado para garantir as condições de vinculação próximas as de serviço. Ao final, o elemento será apoiado sobre consolos de concreto, com placas de Neoprene evitando o contato concreto-concreto e amortecendo impactos.

7.10. Principais equipamentos

Central de concreto, macacos hidráulicos, vibradores, equipamentos de solda, material para cura a vapor, pontes rolantes, guindastes e caminhões.

8. OUTRAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Complementando a Tabela 1 apresentada na etapa de determinação dos esforços, a Tabela 10 traz outras características geométricas importantes para o desenvolvimento do projeto, sendo elas:

- Relação geométrica: $2 \cdot \frac{A_c}{\mu}$, onde A_c é a área bruta da seção e μ representa o perímetro exposto ao sol da estrutura (que foi considerado igual ao perímetro total).
- Módulo de resistência da seção (W_i): consiste na razão entre o momento de inércia e a distância do centro de gravidade da peça ao bordo i especificado.

Tabela 10 – Demais características da seção transversal

R. geométrica (cm)	10,21
W1 (cm³)	35757,55
W2 (cm³)	33319,54

Fonte: Autor (2019)

9. TENSÕES DE REFERÊNCIA

Com as características da seção e os esforços já determinados, é possível determinar as tensões que servem de referência para o dimensionamento, conforme Tabela 11.

$$\sigma_{ij} = \frac{M_j}{W_i}$$

Tabela 11 – Tensões de referência (MPa)

$\sigma_{1(g1+g2)}$	2,89
σ_{1q}	11,23
σ_{2g1}	3,10
σ_{2q}	12,05

Fonte: Autor (2019)

10. DETERMINAÇÃO DA FORÇA DE PROTENSÃO

10.1. Tipo de protensão

Conforme Tabela 6.1 da ABNT NBR 6118:2014, a classe de agressividade do local foi considerada CAA II (moderada, urbana e com pequeno risco de deterioração), partindo do pressuposto que a estrutura estará em ambiente industrial, protegida da chuva e com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%.

Assim, segundo a Tabela 13.4 da mesma norma, a estrutura exige protensão limitada, atendendo aos seguintes estados limites.

- **Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):** estado onde se inicia a formação de fissuras. Combinações frequentes de ações.
- **Estado Limite de Descompressão (ELS-D):** estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Combinações quase permanentes de ações.

Observação importante é que o cobrimento mínimo exigido para peças protendidas nessa classe de agressividade é de 35mm.

10.2. Estimativa da força de protensão

Tensão de protensão no tempo infinito (mais de 10000 dias)

Combinações frequentes de ações

Segundo o item 17.2.4.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, as tensões de compressão não devem ultrapassar setenta por cento da resistência característica prevista para a idade de aplicação da protensão.

Já na tração, o item 17.3.1 da mesma norma, permite representar o momento de fissuração, ou seja, a separação entre o comportamento da estrutura do estágio I e II, pelo valor de $1,2f_{ct,k}$ (seções T).

A Tabela 6 da ABNT NBR 8681:2003 determina que as ações variáveis sejam ponderadas por um fator de redução de 0,6 para combinações quase-permanentes.

Assim, tomando-se as tensões na borda inferior, temos:

$$\sigma_{1g1+g2} + 0,6 \cdot \sigma_{1q} + \sigma_{1p\infty} \leq 1,2 \cdot f_{ck_{inf}}$$

Combinações quase-permanentes de ações

Para o atendimento do ELS-D, deve-se evitar que haja tração em algum ponto da seção transversal e limitar a compressão à 70% da resistência do concreto pelo motivo explicado no item acima. O coeficiente de ponderação para as combinações quase-permanentes de ações é 0,4. Por critério de criticidade, exige-se a equação para a borda inferior da estrutura:

$$\sigma_{1g1+g2} + 0,4 \cdot \sigma_{1q} + \sigma_{1p\infty} \leq 0$$

Mostradas as equações utilizadas, agora é exibida da Tabela 12 que demonstra o cálculo da tensão de protensão no tempo infinito.

Tabela 12 – Tensão de protensão mínima

Estado	Condição	$ \sigma_{c_{p\infty}} >$	$ \sigma_{c_{p\infty}} $ (MPa)
ELS-D	$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + 0,4 \cdot \sigma_{1q} + \sigma_{1p} < 0$	7,38	7,38
ELS-F	$\sigma_{1g1} + \sigma_{1g2} + 0,6 \cdot \sigma_{1q} + \sigma_{1p} < 1,2 \cdot f_{ctk}$	6,21	

Fonte: Autor (2019)

Estimativa da força de protensão mínima

Com a informação da tensão de protensão necessária no tempo infinito, pode-se determinar a força necessária para atingi-la. Para isso, é necessário saber a posição do centro de gravidade do cabo resultante, área bruta e módulo de resistência da seção.

$$P_{\infty,est} = \frac{\sigma_{c_{p\infty}}}{\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1}}$$

Tabela 13 exibe os valores e resultados da equação acima mostrada.

Tabela 13 – Cálculo da força de protensão mínima

Cobrimento (cm)	6,00
Excentricidade da armadura ativa (cm)	35,00
Área da seção (cm²)	1846,00
W1 (cm³)	35757,55
Força de protensão - infinito - mínima (kN)	485,40
Força de protensão - infinito - adotada (kN)	488,00

Fonte: Autor (2019)

10.3. Determinação da área de armadura ativa

Para determinação da área de armadura ativa, foi arbitrado, em um primeiro momento, um valor para as perdas totais devidas a relaxação do aço, operação de protensão e progressivas. Em seguida, estimou-se a força de protensão instalada (P_o).

Já a máxima tensão após a operação de protensão (σ_{p_i}) é dada pelo item 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, que preconiza que tal valor deve ser o menor valor entre $0,77f_{ptk}$ e $0,85f_{pyk}$ para aços de relaxação baixa (o caso deste dimensionamento). Com a força de protensão instalada estimada (P_o) e a referida tensão, calcula-se a área de aço a ser mínima. A Tabela 14 exibe tais valores.

Para a sequência dos cálculos, foram escolhidas para compor a seção transversal 3 cordoalhas com 7 fios (diâmetro total 15,2mm) e 2 cordoalhas com 3 fios de 3mm, totalizando a área de 4,28 cm².

Tabela 14 – Seção transversal da armadura ativa

Perda progressiva estimada (%)	16,00%
P_o, estimado (kN)	578,88
Tensão máxima após operação de protensão (MPa)	1453,50
Área de aço (mm²)	398,27
3 cordoalhas de 7 fios de 12,7mm + 2 cordoalhas de 3 fios de 3,0 mm (diâmetro total: 11,1mm)	428,00

Fonte: Autor (2019)

10.4. Características da seção homogeneizada

Importante para os próximos passos do projeto, o estudo da seção homogeneizada, ou seja, formada pelo conjunto concreto-aço será realizado neste item.

As principais características que serão determinadas são: área, centro de gravidade, momento de inércia e módulo de resistência da seção homogeneizada.

Para isso, é imperativo que se encontre o valor de α_p , que consiste na razão entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto. Este índice será calculado pelo seguinte passo-à-passo.

Cálculo da resistência na data de aplicação da protensão

Seguindo as especificações do item 7, sabe-se que a protensão será aplicada com dois dias e o concreto utilizado é o CPV-ARI. Assim, tem-se $s=0,2$ e $t=2$:

$$\beta_1 = e^{s \cdot (1 - \sqrt{\frac{28}{t}})}$$

Substituindo os valores de s e t na equação acima, encontra-se o valor de 0,578 para β_1 . Mas, seguindo as recomendações de Carvalho (2012); que em seu livro conta que por conta da cura a vapor, com apenas um dia as peças já atingem $\beta_1=0,6$; resolve-se utilizar $s=0,119$. Obtendo, assim, valor de $\beta_1=0,722$.

Sabe-se, segundo item 12.3.3 da ABNT NBR 6118:2014 que $f_{c_j} = \beta_1 \cdot f_{ck}$.

Determinação dos módulos de elasticidade tangente e secante

Com a resistência aos dois dias, é possível determinar os módulos de elasticidade tangente e secante, conforme equações que seguem.

$$Ec_2 = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{c,2}}$$

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

$$E_{cs,2} = \alpha_i \cdot Ec_2$$

Observação importante é que se optou por utilizar o processo recomendado para concretos aos 28 dias, devido às características especiais do processo de cura. Caso fosse utilizado o procedimento para concretos com idades menores que 28 dias, o módulo de elasticidade secante corresponderia ao valor de 91% do módulo de elasticidade inicial, diferente do encontrado em projeto (92,5%).

Valor de α_p

Com o módulo de elasticidade do concreto devidamente estabelecido, calcula-se o α_p e a área homogeneizada:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs,2}}$$

$$A_h = A_c + \alpha_p \cdot A_p$$

Já para o momento de inércia e a posição da linha neutra, utilizaram-se as formulações já conhecidas da literatura (que serão omitidas para otimização do conteúdo). O ponto importante de se ressaltar é a aplicação do Teorema de Steiner quando necessário e a multiplicação da área de aço pelo fator α_p , que encontra uma área de concreto correspondente à área de aço presente na seção, para homogeneização da mesma. A Tabela 15 mostra os resultados dessa etapa.

Tabela 15 – Características da seção homogeneizada

s	0,119	α_p	6,428
t (dias)	2,000	ycg,h (cm)	40,47
β_1	0,722	Ih (cm⁴)	1471659,76
fc2 (MPa)	36,081	y1(cm)	40,47
Eci,2 (MPa)	33637,768	y2(cm)	-59,53
α_i	0,925	W1h (cm³)	36362,1048
Ecs,2 (MPa)	31114,935	W2h (cm³)	-24722,288
Ah (cm²)	1873,51		

Fonte: Autor (2019)

10.5. Cálculo da força inicial P_i , da força ancorada P_a e da força instalada P_o , com armadura efetiva

Com a máxima tensão de protensão na ocasião da operação e a área de aço efetiva, calculadas nos itens anteriores, é possível determinar a força inicial (P_i).

Já, estimando em 3% (aços RB) perdas devido a escorregamento da armadura, relaxação inicial do aço e retração inicial do concreto (HANAI, 2005), é possível determinar a força ancorada (P_a).

Com tal força, pode-se agora calcular a tensão de compressão na armadura ativa e, com esta, obter o valor da força P_o instalada, levando-se em conta a deformação inicial do concreto.

Sabe-se que:

$$\sigma_{cPa} = - \left[\frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \cdot e_p^2}{I_h} \right]$$

$$\sigma_{po} = \sigma_{pa} - \alpha_p \cdot \sigma_{cPa} \leq \sigma_{pi}$$

$$P_o = \sigma_{po} \cdot A_p$$

É satisfeita condição para prosseguimento dos cálculos se a força instalada encontrada for superior à estimada, o que ocorre neste trabalho, conforme mostra a Tabela 16.

Tabela 16 – Cálculo da força inicial P_i - força ancorada P_a e recálculo da força instalada P_o

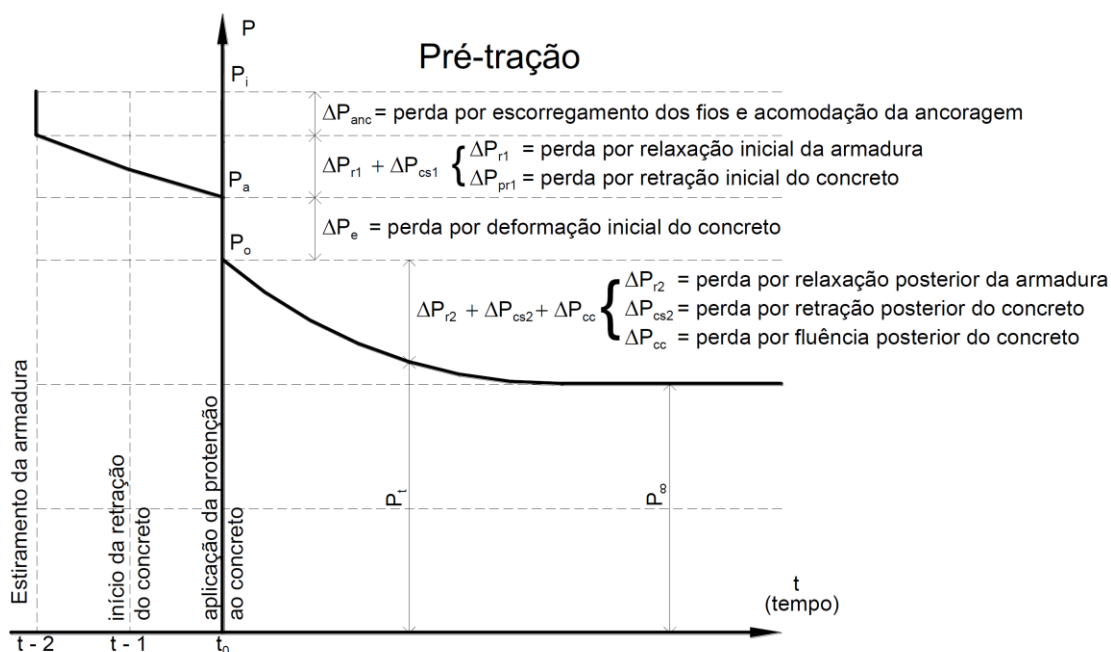
Tensão inicial de protensão máxima (MPa)	1453,50
P_i (kN)	622,10
P_a (kN) - para RB (perda de 3% aprox.)	603,44
Tensão na armadura ativa devido à P_a - $ \sigma_{pa} $ (MPa)	1409,90
Tensão no concreto devido a P_a - σ_{cpa} (MPa)	-8,09
Tensão na armadura ativa devido a P_o - $ \sigma_{po} $ (MPa)	-1357,87
P_o calculado (kN)	581,17
Maior que P_o estimado?	Sim

Fonte: Autor (2019)

10.6. Cálculo das perdas progressivas e determinação da força de protensão em serviço (P_∞)

Nesta etapa do projeto, é realizada a determinação das perdas progressivas para posterior obtenção da força de protensão no tempo infinito. Antes, é importante mostrar a situação em que o dimensionamento se encontra. Para isso, vamos utilizar o gráfico mostrado na Figura 26.

Figura 26 – Diagrama de forças de protensão ao longo do tempo



Fonte: Bastos (2018)

Nos itens anteriores, já determinamos a força inicial (P_i), estimamos a perda por acomodação das armaduras, escorregamento das cordoalhas e relaxação inicial dos materiais para encontrar

a força ancorada (P_a). Também, através do cálculo da perda por deformação inicial do concreto foi possível obter a força instalada (P_o).

Neste momento, será determinada a força no tempo infinito (superior a 10000 dias), e para isso, é de extrema importância o conhecimento de três perdas que ocorrem após a aplicação da protensão, e são elas:

- Perda por retração posterior do concreto;
- Perda por fluência posterior do concreto;
- Perda por relaxação posterior da armadura.

Tal determinação pode ser realizada por pelo menos dois processos, o aproximado e o simplificado. Eles possuem a mesma sequência de cálculos, até o momento que o primeiro passa por uma verificação de atendimento a duas situações previstas no item 9.6.3.4.3 da ABNT NBR 6118:2014, que são:

- A concretagem e a protensão devem ser executadas em situações suficientemente próximas (condição determinante para o processo simplificado também);
- Espaçamento entre os cabos ou cordoalhas deve ser pequeno, para validar o conceito de cabo resultante, importante para este projeto;
- A retração do concreto não difira em mais de 25% do valor da fluência do mesmo.

Caso, tais condições não sejam satisfeitas, o caso deste projeto, devem ser realizados cálculos complementares para maior detalhe sobre a influência de cada uma das parcelas de perdas mostradas acima. Isso configura o Processo Simplificado de cálculo.

Processo simplificado

A Tabela 17 traz os dados iniciais para os cálculos.

Tabela 17 – Dados iniciais para o cálculo

σ_{po} (MPa)	-1357,87
Tensão no concreto devido a P_o - σ_{cpo} (MPa)	7,79
Temperatura (°C)	20,00
Umidade relativa do ar (%)	65,00
Área bruta (cm²)	1846,00
Mg (kN.m)	10334,00
I_{cg} (cm⁴)	1466059,70
y_{cg} (cm)	41,00
y₁ (cm)	41,00
y₂ (cm)	44,00

ep (cm)	35,00
W1 (cm³)	35757,55
W2 (cm³)	33319,54
Ep (MPa)	200000,00
eph (cm)	34,47

Fonte: Autor (2019)

A tensão inicial devido a P_o foi calculada pela seguinte equação:

$$\sigma_{cPo} = - \left[\frac{P_o}{A_h} + \frac{P_o \cdot e_p^2}{I_h} \right]$$

a. Cálculo das idades e altura fictícias

Segundo o item A.2.4.1 da ABNT NBR 6118:2014, para determinação da idade fictícia do concreto utiliza-se a seguinte equação:

$$t = \alpha \cdot t_{ef}$$

Onde,

t: idade fictícia do concreto expresso em dias;

α : coeficiente determinado pela norma supracitada;

t_{ef}: tempo real expresso em dias (7 dias para este projeto).

A altura fictícia pode ser obtida pela seguinte equação:

$$t = \gamma \cdot (\text{relação geométrica})$$

Onde,

γ : coeficiente dado pela equação $\gamma = 1 + e^{-7,8+0,1 \cdot U}$ para $U \leq 90\%$

Relação geométrica: calculado item X deste projeto.

A Tabela 18 apresenta os resultados desta etapa.

Tabela 18 – Cálculo da altura fictícia

α retração	1,00
α fluência	3,00
t₀ (dias)	21,00
t_∞ (dias)	10000,00
γ	1,45
h_{fic} (cm)	14,80

Fonte: Autor (2019)

b. Deformação específica por retração do concreto

Conforme Anexo A da ABNT NBR 6118:2014 deformação específica do concreto é definida pela seguinte equação:

$$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_o) = \varepsilon_{cs}(10000, 21) = \varepsilon_{cs\infty} \cdot [\beta_s(10000) - \beta_s(21)]$$

Onde,

$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_o)$: retração entre os instantes especificados entre parênteses;

$\varepsilon_{cs\infty}$: valor final da retração, conforme item A.2.3.2 da ABNT NBR 6118:2014;

$\beta_s(t)$: valores obtidos pela Figura A.3 da mesma norma.

A Tabela 19 exhibe os resultados desta etapa.

Tabela 19 – Cálculo da deformação específica do concreto

ε_{1s}	5,00E-04
ε_{2s}	0,96
$\varepsilon_{cs,\infty}$	4,80E-04
$\beta_s(10000)$	1,00
$\beta_s(21)$	0,25
$\varepsilon_{cs}(\infty, 21)$	-3,60E-04

Fonte: Autor (2019)

c. Coeficiente de fluência do concreto

Em um instante t qualquer, o coeficiente de fluência do concreto é dado por:

$$\varphi_{cc}(t, t_o) = \varphi_a + \varphi_d + \varphi_f$$

Onde,

φ_a : Coeficiente de fluência rápida;

φ_d : Coeficiente da parcela reversível da fluência;

φ_f : Coeficiente de fluência ao longo do tempo.

Assim, a deformação devido à fluência é:

$$\varepsilon_{cc} = -8 \cdot 10^{-5} \cdot \varphi_{cc}(t, t_o)$$

Neste momento compara-se a deformação causada pela fluência e pela retração, que não podem diferir em mais de 25%. Como já dito, essa diferença máxima é ultrapassada neste projeto, o que impõe a continuidade dos cálculos.

A Tabela 20 apresenta os resultados obtido com o processo determinado no item A.2.2.3 da ABNT NBR 6118:2014. Já a Tabela 21 apresenta o resultado da comparação.

Tabela 20 – Cálculo do coeficiente de fluência do concreto

ϕ_a	0,390
ϕ_{1c}	2,000
ϕ_{2c}	1,632
$\phi_{f\infty}$	1,469
$\beta_f(10000)$	0,980
$\beta_f(21)$	0,375
$\phi_{f(\infty,21)}$	0,889
$\phi_{d\infty}$	0,400
β_d	0,995
ϕ_d	0,398
$\phi(\infty,7*\alpha)$	1,676
$\epsilon_{cc}(\infty,7*\alpha)$	1,34E-04

Fonte: Autor (2019)

Tabela 21 – Verificação do processo

$0,75*\epsilon_{cc}(\infty,21)$	1,01E-04
$1,25*\epsilon_{cc}(\infty,21)$	1,68E-04
$\epsilon_{cs}(\infty,21)$ está dentro do intervalo?	Não
Resultado	
Devem ser realizados cálculos complementares (Processo Simplificado).	

Fonte: Autor (2019)

Portanto, não se podendo utilizar o processo aproximado, seguem-se os cálculos com o processo simplificado.

Como complementação deste item do roteiro, faz-se então o cálculo do coeficiente de fluência do concreto (χ).

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi_{cc}(t, t_o)$$

d. Coeficiente de fluência do aço

Segundo Bastos (2018), relaxação é a perda de tensão com o tempo em um aço estirado, sob comprimento e temperatura constantes. Para tensões aplicadas até 0,5f_{ptk}, a perda por relaxação

é desprezível, mas aumenta rapidamente com maiores tensões e temperaturas. A relaxação ocorre a partir do instante que o aço é estirado.

O processo para determinação deste coeficiente é integralmente descrito no item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014. Assim, como ao longo deste trabalho, serão feitas pontuações mais gerais sobre o passo-a-passo.

Como dito acima, para saber se há relaxação do aço, deve ser satisfeita a seguinte equação:

$$\frac{\sigma_{Po}}{f_{ptk}} > 0,5$$

Neste projeto há relaxação do aço, o que implica na análise da Tabela 8.4 da norma exaustivamente citada neste trabalho. Tal tabela nos retorna o valor de ψ_{1000} . Com este valor, é determinado o coeficiente de fluência pela seguinte equação:

$$\psi(10000,21) = 0,5 \cdot \psi_{1000} \cdot \left(\frac{t - t_o}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$\chi(10000,21) = -\ln[1 - \psi(10000,21)]$$

A Tabela 22 traz os resultados desta etapa.

Tabela 22 – Coeficiente de relaxação do aço

σ_{po}/f_{ptk}	0,715
Há relaxação no aço	
ϕ_{10000}	2,650
$\phi(\infty,21)$	0,060
$\chi(\infty,21)$	0,062
χ_P	1,062
χ_c	1,838

Fonte: Autor (2019)

e. Tensões iniciais na seção de concreto

As equações abaixo definem a tensão ao nível do centro de gravidade da armadura de protensão:

$$\sigma_{cPo,g} = M_g \cdot \frac{e_p}{I_c} - \left[\frac{P_o}{A_c} + \frac{P_o \cdot e_p^2}{I_c} \right] = M_g \cdot \frac{e_p}{I_c} - \frac{P_o}{A_c} \cdot n = -5,537 \text{ MPa}$$

$$n = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} = 2,542$$

f. Perdas progressivas

O item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 elenca o cálculo da perda total, com base nos cálculos anteriores de deformações e coeficientes. A Tabela 23 apresenta os resultados obtidos e mostra a comparação com a estimativa do início deste projeto (16%).

Tabela 23 – Cálculo das perdas progressivas

ρ_p	0,002319
α_p (com E_{ci28})	5,050763
$\varepsilon_{cs}(\infty,21) \cdot E_p$ (MPa)	72,01
α_p (com E_{ci28}) $\cdot \sigma_{cp0,g} \cdot \phi(\infty,21)$ (MPa)	46,88564
$\sigma_{p0} \cdot \chi_p$ (MPa)	84,4158
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	182,03
Perda por retração	5%
Perda por fluência	3%
Perda por relaxação do aço	6%
Perda percentual	13,41%
Menor que o estimado?	Sim

Fonte: Autor (2019)

Forças de protensão

Com a perda de tensão mostrada na Tabela 23, foi possível determinar a força P_∞ , através da multiplicação da tensão no tempo infinito ($\sigma_{p\infty} = \sigma_{p0} - \Delta\sigma_p$) pela área da armadura ativa. Assim, a Tabela 24 representa as forças descritas na Figura 26.

Tabela 24 – Determinação das forças efetivas de protensão ao longo do tempo

$\sigma_{p\infty}$ (MPa)	-1175,84
P_∞ (kN)	503,26
P_0 (kN)	581,17
P_a (kN)	603,44
P_i (kN)	622,10

Fonte: Autor (2019)

11. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA

11.1. Cálculo das tensões limites

Estado em vazio e em serviço

Este estado representa a estrutura nas primeiras 48 horas após a operação de protensão, onde ela fica “descansando” no pátio da indústria de peças pré-moldadas. Já o estado em serviço presume a peça com maior idade e com pelo menos parte das ações acidentais incidindo.

Os itens 17.2.4.3.2 e 17.3.1 da ABNT NBR 6118:2014 definem as condições limites para as máximas e mínimas tensões neste estado para que a verificação possa ser realizada no Estádio I. Sendo elas:

$$\sigma_{ct,lim} = 1,2 \cdot f_{ctk} \text{ ou } 0$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,7 \cdot f_{c,j}$$

A grande diferença entre os limites nos estados em vazio e em serviço é o nível de resistência do concreto, que varia em função da idade do mesmo, conforme estudo feito nos itens anteriores.

11.2. Verificação das tensões no caso de combinações especiais

Nesta etapa, a peça foi verificada considerando algumas combinações que simulam situações intermediárias entre protensão e serviço as quais ela será submetida. São elas:

- Fase de fabricação (atuando $g+Po$)
- Fase de transporte 1 ($0,8g+Po$)
- Fase de transporte 2 ($1,3g+Po$)
- Fase de montagem ($g+0,2.q+Po$)

Em todos estes casos é admitida tração nas fibras superiores, desde que respeitando o limite de $1,2 f_{ctk}$.

A Tabelas 26 apresenta os resultados dessa etapa.

Tabela 26 – Verificação para combinações especiais

Fase de fabricação (g+Po)	Tensões (MPa)				
	σ_{1gl}	2,84	σ_{2gl}	-4,18	ATENDE
	σ_{1po}	-8,61	σ_{2po}	5,00	
	Soma σ_1	-5,77	Soma σ_2	0,82	
	Limite inferior	-25,26	Limite superior	2,75	
Fase de transporte 1 (0,8g+Po)	Tensões (MPa)				
	σ_{1gl}	2,84	σ_{2gl}	-4,18	ATENDE
	σ_{1po}	-8,61	σ_{2po}	5,00	
	Soma σ_1	-6,34	Soma σ_2	1,66	
	Limite inferior	-25,26	Limite superior	2,75	
Fase de transporte 2 (1,3g+Po)	Tensões (MPa)				
	σ_{1gl}	2,84	σ_{2gl}	-4,18	ATENDE
	σ_{1po}	-8,61	σ_{2po}	5,00	
	Soma σ_1	-4,92	Soma σ_2	-0,43	
	Limite inferior	-25,26	Limite superior	2,75	
Fase de montagem (g+0,2*q+Po)	Tensões (MPa)				
	σ_{1gl}	2,84	σ_{2gl}	-4,18	ATENDE
	σ_{1g2}	0,00	σ_{2g2}	0,00	
	σ_{1q}	11,04	σ_{2q}	-16,24	
	σ_{1po}	-8,61	σ_{2po}	5,00	
	Soma σ_1	-3,56	Soma σ_2	-2,43	
	Limite inferior	-25,26	Limite superior	2,75	

11.3. Verificação das tensões para combinações de utilização

O item 5.1.5 da ABNT NBR 6118:2014 apresenta as combinações que devem ser satisfeitas para que a peça esteja verificada no estado em serviço. Porém, neste trabalho são acrescentadas outras duas combinações de “entrada em serviço”, para se ter um diagnóstico mais preciso do que poderá ocorrer com a peça ao longo da sua vida útil. Assim, foram verificadas as seguintes combinações em serviço:

- Fase de entrada em serviço 1 (g+P ∞)
- Fase de entrada em serviço 2 (g+0,2.q+P ∞)

- Combinação quase-permanente ($g+0,4.q+P_{\infty}$)
- Combinação frequente ($g+0,6q+P_{\infty}$)

Observação importante que para as combinações de entrada em serviço e para quase-permanente (ELS-D) não foram admitidas tensões de tração na peça. A Tabela 27 mostram o resultado.

Tabela 27 – Verificação de combinações em serviço

Fase de entrada em serviço 1 (g+P ∞)	Tensões (MPa)				
	σ_{1g1}	2,84	σ_{2g1}	-4,18	NÃO ATENDE
	σ_{1g2}	0,00	σ_{2g2}	0,00	
	$\sigma_{1p\infty}$	-7,46	$\sigma_{2p\infty}$	4,33	
	Soma σ_1	-4,62	Soma σ_2	0,15	
	Limite inferior	-35,00	Limite superior	0,00	
Fase de entrada em serviço 2 (g+0,2*q+P ∞)	Tensões (MPa)				
	σ_{1g1}	2,84	σ_{2g1}	-4,18	ATENDE
	σ_{1g2}	0,00	σ_{2g2}	0,00	
	σ_{1q}	11,04	σ_{2q}	-16,24	
	$\sigma_{1p\infty}$	-7,46	$\sigma_{2p\infty}$	4,33	
	Soma σ_1	-2,41	Soma σ_2	-3,10	
	Limite inferior	-35,00	Limite superior	0,00	
Combinação quase-permanente (g+0,4*q+P ∞)	Tensões (MPa)				
	σ_{1g1}	2,84	σ_{2g1}	-4,18	ATENDE
	σ_{1g2}	0,00	σ_{2g2}	0,00	
	σ_{1q}	11,04	σ_{2q}	-16,24	
	$\sigma_{1p\infty}$	-7,46	$\sigma_{2p\infty}$	4,33	
	Soma σ_1	-0,20	Soma σ_2	-6,34	
	Limite inferior	-35,00	Limite superior	0,00	
Combinação frequente (g+0,6*q+P ∞)	Tensões (MPa)				
	σ_{1g1}	2,84	σ_{2g1}	-4,18	ATENDE
	σ_{1g2}	0,00	σ_{2g2}	0,00	
	σ_{1q}	11,04	σ_{2q}	-16,24	
	$\sigma_{1p\infty}$	-7,46	$\sigma_{2p\infty}$	4,33	
	Soma σ_1	2,01	Soma σ_2	-9,59	
	Limite inferior	-35,00	Limite superior	4,89	

Conforme visto nos resultados, foi verificada uma pequena tração na fase de entrada em serviço 1, onde não há atuação de ações acidentais. Para controlar tal problema será utilizada armadura passiva (2Φ10mm) que já estariam presentes por questões construtivas e suportam tranquilamente a tensão de tração que é muito baixa, quase desprezível.

12. VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES AO LONGO DO VÃO

Em regiões pouco solicitadas, a presença da força de protensão determinada para as locais mais solicitadas pode provocar tensões muito elevadas, o que obriga o projetista a realizar uma análise cuidadosa desse cenário e, se necessário, realizar intervenções para limitar tais solicitações.

Para tal tarefa, neste projeto optou-se pelo processo das curvas limites, que consiste em considerar duas situações mais desfavoráveis dentre aquelas mostradas no item anterior e verificar as tensões de referência por meio de um processo gráfico.

Neste projeto, foram escolhidas as seguintes combinações:

- Fase de transporte 1 (0,8g+Po)
- Combinação frequente (g+0,6q+ P∞)

12.1. Limitações das tensões normais

A seguir são apresentadas equações para as duas situações acima apresentadas, os entes já são conhecidos dos itens anteriores, com uma atenção especial para a nomenclatura σ_{iv} ou σ_{is} que representam os limites a tração e compressão em cada estado (v ou s).

Equações para o estado em vazio

$$\sigma_{1po} \geq \sigma_{1v} - \sigma_{1g} \quad \text{para o bordo inferior}$$

$$\sigma_{2po} \leq \sigma_{2v} - \sigma_{2g} \quad \text{para o bordo superior}$$

Equações para o estado em serviço

$$\sigma_{1p\infty} \leq \sigma_{1s} - \sigma_{1g} - \sigma_{1q} \quad \text{para o bordo inferior}$$

$$\sigma_{2p\infty} \geq \sigma_{2s} - \sigma_{2g} - \sigma_{2q} \quad \text{para o bordo superior}$$

Expressões para curvas limites em tensões relativas

Para se trabalhar com adimensionais, divide-se as expressões pela tensão da seção mais solicitada (que neste caso é a tensão com maior ação acidental – $S_{q\text{máx}}$). Assim, temos:

Para o estado em vazio:

$$\frac{\sigma_{1po,x}}{\sigma_{1po,\text{máx}}} \leq \frac{\sigma_{1v} - \sigma_{1g}}{\sigma_{1po,\text{máx}}} \quad \text{equação da curva C1v – Bordo inferior}$$

$$\frac{\sigma_{2po,x}}{\sigma_{2po,m\acute{a}x}} \leq \frac{\sigma_{2v} - \sigma_{sg}}{\sigma_{2po,m\acute{a}x}} \text{ equação da curva C2v – Bordo superior}$$

Para o estado em serviço:

$$\frac{\sigma_{1p\infty,x}}{\sigma_{1p\infty,m\acute{a}x}} \geq \frac{\sigma_{1s} - \sigma_{1g} - \sigma_{1q}}{\sigma_{1p\infty,m\acute{a}x}} \text{ equação da curva C1s – Bordo inferior}$$

$$\frac{\sigma_{2p\infty,x}}{\sigma_{2p\infty,m\acute{a}x}} \geq \frac{\sigma_{2s} - \sigma_{2g} - \sigma_{2q}}{\sigma_{2p\infty,m\acute{a}x}} \text{ equação da curva C2s – Bordo superior}$$

12.2. Curvas limites

Com as equações acima descritas, foram montadas as Tabelas 28 e 29 e foram traçadas as curvas limites mostradas na Figura A.1 do APÊNDICE A. A estratégia a ser utilizada para conter as tensões dentro dos limites será:

1º Levar todos os cabos da seção central (6,5m) até a abcissa 5,72m, onde os dois cabos superiores ($\Phi 11,1\text{mm}$) terão sua aderência interrompida com o uso de mangueiras de plástico revestido.

2º Essa disposição se mantém até que no ponto 4,16m o cabo do meio da camada inferior ($\Phi 12,7\text{mm}$) tem sua aderência interrompida com a mesma técnica já utilizada. Restando apenas uma dupla de cordoalhas $\Phi 12,7\text{mm}$ com aderência até a seção do apoio.

Tabela 28 – Cálculo das curvas limites em vazio

Seção	Distância ao apoio (m)	Mg1 (kN.m)	σ_{1g1}	σ_{2g1}	C1V	C2V
5	6,5	82,93	2,28	-3,35	3,20	1,22
Smáx	6,14	74,02	2,04	-2,99	3,17	1,15
4	5,2	53,07	1,46	-2,15	3,10	0,98
3	3,9	29,85	0,82	-1,21	3,03	0,79
2	2,6	13,27	0,36	-0,54	2,98	0,66
1	1,3	3,32	0,09	-0,13	2,94	0,58
0	0	0,00	0,00	0,00	2,93	0,55

Fonte: Autor (2019)

Tabela 29 – Cálculo das curvas limites em serviço

Seção	M (kN.m)	$\sigma_1(g+q)$	$\sigma_2g_1(g+q)$	C1S	C2S
0	322,98	8,88	-13,06	0,54	-5,06
Smáx	314,88	8,66	-12,74	0,51	-5,14
1	288,57	7,94	-11,67	0,41	-5,39
2	239,16	6,58	-9,67	0,23	-5,85
3	174,60	4,80	-7,06	-0,01	-6,45
4	94,88	2,61	-3,84	-0,31	-7,19
5	0,00	0,00	0,00	-0,66	-8,08

Fonte: Autor (2019)

13. VERIFICAÇÃO DA FADIGA DA ARMADURA ATIVA E DO CONCRETO NA SEÇÃO COM MAIOR VARIAÇÃO DE TENSÕES

13.1. Armadura ativa

Segundo Hibbeler (2010) apud Santos (2015), quando um material é submetido a ciclos repetidos de tensão, sua estrutura pode romper-se com valores de tensão abaixo do escoamento, isto caracteriza a fadiga. No caso da viga em concreto protendido, a fadiga que compromete a estrutura é a do aço, pois se o concreto fissurar, mas o aço estiver em boas condições, este irá manter a integridade do pavimento e as fissuras fechadas. No entanto, se as cordoalhas de aço sofrerem ruptura, o elemento estrutural irá imediatamente perder grande parte da sua capacidade de carga.

Para verificar a segurança quanto a fadiga da armadura ativa deve ser satisfeita a seguinte condição:

$$\gamma_f \cdot \Delta\sigma_s \leq \Delta f_{sd,fad}$$

onde,

γ_f : coeficiente de majoração considerado igual a 1,1;

$\Delta\sigma_s$: variação das tensões na armadura;

$\Delta f_{sd,fad}$: variação máxima para segurança a fadiga (150 MPa – Tabela 23.2 da ABNT NBR 6118:2014).

A variação de tensão na armadura ativa pode ser determinada com as seguintes equações:

$$\Delta\sigma_{cp} = \frac{\Delta M_{sd,fad}}{W_{ih}}$$

$$\Delta\varepsilon_{cp} = \frac{\sigma_{cp}}{E_{cs}}$$

$$\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_{cp} \cdot E_p$$

onde,

$\Delta M_{sd,fad}$: variação dos momentos solicitantes quanto a fadiga.

Outros: conforme ABNT NBR 6118:2014

Segundo o item 23.5.2 da referida norma, deve-se considerar para a verificação de fadiga a combinação frequente de ações com $\psi_1=1$.

Assim, capturando os momentos da Tabela 5 para a seção $S_{q\max}$, temos:

$$\Delta M_{sd,fad} = 103,34 + 1 \cdot 401,44 - 103,34 = 401,44 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta \sigma_{cp} = \frac{40144}{36362,1048} = 1,104 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 11,04 \text{ MPa}$$

$$\Delta \varepsilon_{cp} = \frac{11,04}{0,925 \cdot 39597,98} = 0,301\text{‰}$$

$$\Delta \sigma_p = 0,000301 \cdot 200000 = 60,28 \text{ MPa}$$

$$1,1 \cdot 60,28 = 66,31 \leq 150 \text{ MPa} - \text{Ok}$$

Assim, a seção com maior variação de momentos fletores é segura quanto a fadiga da armadura. A Figura A.2, mostra a representação das armaduras ativas na seção transversal. Os espaçamentos representados obedecem a ABNT NBR 6118:2014.

13.2. Fadiga do concreto

Nesta mesma seção, foi verificada a fadiga do concreto, conforme procedimento descrito abaixo e de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

$$\sigma_{c2} = \frac{M_{sd,f,\max}}{W_{2h}} - \left(\frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_{ph}}{W_{2h}} \right) = \frac{50478}{-24772,28} - \left(\frac{503,26}{1873,51} + \frac{503,26 \cdot 34,37}{-24772,28} \right) \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sigma_{c2} = -1,608 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -16,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c2} = 0 - \text{pois } L.N \text{ menor que } 300 \text{ mm}$$

Para que a fadiga do concreto esteja verificada, temos:

$$\eta_c \cdot \gamma_f \cdot \Delta \sigma_{c,\max} \leq 0,45 \cdot f_{cd}$$

$$\eta_c = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot \left| \frac{\sigma_{c1}}{\sigma_{c2}} \right|} = \frac{1}{1,5 - 0,5 \cdot \left| \frac{0}{16,08} \right|} = 0,67$$

$$0,67 \cdot 1,1 \cdot 16,08 \leq 0,45 \cdot \frac{50}{1,4} \Rightarrow 11,85 \leq 16,07 \text{ MPa} - \text{ok}$$

A seção $S_{q\max}$ quanto a fadiga do concreto.

14. VERIFICAÇÃO DO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

14.1. Solicitações normais

Neste item é realizada a verificação da estrutura com a máxima combinação que ela deve suportar, representando a situação imediatamente anterior a ruptura. Para isto, foi utilizada a metodologia descrita por Hanai (2005) e Bastos (2018). Assim segue:

a. *Cálculo do pré-alongamento (ε_{pnd})*

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{P_{nd}}{A_p \cdot E_p}$$

$$P_{nd} = P_d + \alpha_p \cdot A_p \cdot |\sigma_{cPd}|$$

$$P_d = \gamma_d \cdot P_\infty$$

Todos os entes das equações acima são conhecidos de outros itens, exceto o γ_d , que pode ser considerado 0,9 (no caso de ações favoráveis e 1,2 no caso de ações desfavoráveis).

b. *determinação da tensão na armadura (σ_{pd}), supondo inicialmente que a ruptura ocorre nos domínios 3 ou 4:*

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad e \quad \varepsilon_{cd} = 3,5\text{‰}$$

c. *por tentativa:*

$$c.1) \quad \sigma_{pd} = f_{pyd} = 0,9 \cdot \frac{f_{ptk}}{1,15}$$

c.2) equações de equilíbrio resultam em x (posição da linha neutra);

c.3) equações de compatibilidade resultam em ε_{pld} ;

c.4) Se $\varepsilon_{pld} < 10\text{‰}$ a hipótese de domínio 3 ou 4 está satisfeita.

c.5) Tensão na armadura com a deformação $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pld} + \varepsilon_{pnd}$ resulta σ_{pd}

$$- \sigma_{pd,calc} \approx \sigma_{pd} \rightarrow ok$$

- $\sigma_{pd,calc} \neq \sigma_{pd} \rightarrow$ deve-se adotar novo valor para a tensão e refazer os cálculos

c.6) se $\varepsilon_{pld} > 10\text{‰}$: Domínio 2!

- determina-se a tensão na armadura com a deformação $\varepsilon_{pd} = \varepsilon_{pld} + \varepsilon_{pnd}$

$$- \frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{pld}} = \frac{x}{d-x} \text{ com } \varepsilon_{cd} \leq 3,5\text{‰} \text{ e } \varepsilon_{pld} = 10\text{‰}$$

$$- \sigma_{cc} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,002} \right)^2 \right] \text{ para concretos até C50.}$$

$$- R_{cc} = \sigma_{cc} \cdot y \cdot bf$$

$$- R_{pt} = \sigma_{pd} \cdot A_p$$

$$- R_{cc} = R_{pt}$$

Executa-se procedimento de modo iterativo até que se obtenha a igualdade no caso em que a hipótese não for absurda. Neste projeto, todas as seções estão no domínio 2.

Com as informações determinadas, o momento resistente é dado por:

$$M_{rd} = R_{pt} \cdot \left(d - \frac{y}{2} \right)$$

Caso o momento solicitante de cálculo seja menor que o acima citado, a seção está verificada, caso contrário, é necessário dimensionar armaduras passivas complementares para a parcela de momento que não pôde ser absorvida pela armadura ativa. A equação abaixo mostra o processo:

$$A_{sp} = \frac{\Delta M_{sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,5y)}$$

As Tabelas A.1 a A.4 do APÊNDICE A mostram os resultados obtidos.

Após o processo de cálculo, ficou definido que serão utilizadas 7 barras de aço CA-50 de 16mm de diâmetro para ajudar no combate ao momento solicitante com base na situação verificada na seção 3, a mais crítica.

Armadura de pele

Segundo o item 17.3.5.2.3 da ABNT NBR 6118:2014, para vigas com altura maior que 60 cm, é necessário considerar armadura lateral, com área mínima de 0,10% da área da alma em cada

face, com espaçamento máximo de 20 cm e não sendo necessária armadura superior a 5cm²/m por face. Assim:

$$A_{s,pele} = 0,001 \cdot 444 = 0,444 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,pele} = \frac{0,444}{0,37} = 1,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s,pele} = \Phi 6,3 \text{ mm } c / 20 = 1,56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

14.2. Solicitações tangenciais

A verificação de segurança da estrutura sob solicitações tangenciais foi realizada considerando-se a metodologia apresentada no item 17.4.1.1e 17.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, que apresenta dois modelos para tal tarefa. O adotado neste trabalho foi o modelo I, que admite as diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$.

a. Verificação da compressão diagonal do concreto:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{rd2} \geq V_{sd}$$

Onde,

$$\alpha_{v2} = \frac{1 - f_{ck}}{250}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

b. Cálculo da armadura transversal

$$V_{sw} \geq V_{sd} - V_c$$

$$V_c = V_{co} \cdot \frac{1 + M_o}{M_{sd,m\acute{a}x}} \leq 2 \cdot V_{co} \text{ na flexo - compress\~{a}o}$$

$$V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \text{ para estribos a } 90^\circ$$

c. Armadura mínima

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w \text{ para estribos a } 90^\circ$$

As notações gerais utilizadas seguem instrução da ABNT NBR 6118:2014 e, por isso, não tem sua descrição notada neste trabalho. Apenas será dada atenção especial ao momento de

descompressão (M_o), que consiste no momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por $M_{pd,máx}$.

As Tabelas 34 a 36 mostram os resultados dessa etapa.

Tabela 34 – Tensões nas bielas de compressão

Seção	b_w [cm]	V_{rd2} [kN]	$V_d < V_{rd2}$
Vão	12	718,59	Sim
Apoio	12	718,59	Sim

Fonte: Autor (2019)

Tabela 35 – Armadura mínima

$f_{ct,m}$ [Mpa]	4,07	$f_{yw,k}$ [Mpa]	500
Seção	b_w [m]	$A_{sw, \text{mín}}$ [m ² /m]	$A_{sw, \text{mín}}$ [cm ² /m]
Vão	0,12	1,87E-04	1,87
Apoio	0,12	1,87E-04	1,87

Fonte: Autor (2019)

Tabela 36 – Armadura Transversal

Seção	$V_{dmáx}$ [kN]	$V_{dmín}$ [kN]	M_o	β_1	V_c [kN]	V_{sw} [kN]	$A_{sw/s}$ [cm ² /cm]
S0	238,51	31,9	12860,34	1	71,68	166,83	5,26
S1	209,26	12,05	12860,34	1,46	104,91	104,35	3,29
S2	180,01	-10,28	12860,34	1,26	90,51	89,50	2,82
S3	150,76	-37,61	12860,34	1,20	86,16	64,60	2,04
S4	121,51	-64,93	19153,70	1,27	90,80	30,72	1,87
$S_{qmáx}$	100,34	-84,73	27362,42	1,37	98,31	2,04	1,87
S5	92,27	-92,27	27362,42	1,37	98,37	0,00	1,87

Fonte: Autor (2019)

15. VERIFICAÇÃO DE FADIGA DA ARMADURA TRANSVERSAL

Nesta etapa, a armadura encontrada no item anterior é testada sob a influência da variação de tensões tangenciais nas seções. Para isso, foi utilizado o item 23.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, que permite que a variação das ditas tensões seja calculada com o mesmo modelo de dimensionamento das armaduras transversais, apenas com uma consideração diferente: a aplicação de um fator de redução da parcela resistida pelo concreto igual a 0,5.

Com a variação de tensões determinada, verifica-se se ela é menor que 85MPa (Tabela 23.2 da referida norma). Se sim, a seção está segura quanto a fadiga da armadura transversal. Senão, deve-se multiplicar a mesma por um coeficiente (k_{sw}) que é a razão entre a variação estudada e a permitida. A Tabela 37 mostra os resultados dessa etapa.

Tabela 37 – Fadiga da armadura transversal

SEÇÃO	Vg+q max [kN]	Vg+q min [kN]	$\Delta\sigma_{sw}$ [MPa]	$\Delta\sigma_{sw} < 85$ Mpa	K_{sw}	A_{sw}/s [cm ² /m]
S0	97,58	31,90	108,30	Não	1,27	6,71
S1	84,22	21,03	99,29	Não	1,17	3,85
S2	70,85	9,34	107,96	Não	1,27	3,59
S3	57,49	-4,03	96,94	Não	1,14	2,32
S4	44,12	-17,39	0,00	Sim	1,00	1,87
Sqmáx	34,45	-27,07	0,00	Sim	1,00	1,87
S5	30,76	-30,76	0,00	Sim	1,00	1,87

Fonte: Autor (2019)

Para montar a Tabela 38, que mostra o detalhamento da armadura longitudinal, foi utilizado o item 18.3.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, que define espaçamentos máximos, em função da relação entre a força resistente da biela de compressão e a força cortante solicitante.

Tabela 38 – Detalhamento da armadura transversal

SEÇÃO	smáx [cm]	Verificação espaçamento longitudinal	Verificação espaçamento transversal	st,máx [cm]	Estribos/m	Estribos
S0	30,0	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d > 0.2 \cdot V_{rd2}$	48,60	5,00	$\Phi 10 \text{ c}/20$
S1	30,0	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d > 0.2 \cdot V_{rd2}$	48,60	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$
S2	30,0	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d > 0.2 \cdot V_{rd2}$	48,60	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$
S3	30,0	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d > 0.2 \cdot V_{rd2}$	48,60	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$
S4	30,0	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d \leq 0.2 \cdot V_{rd2}$	40,00	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$
Sqmáx	30,00	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d \leq 0.2 \cdot V_{rd2}$	40,00	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$
S5	30,00	$V_d \leq (2/3) \cdot V_{rd2}$	$V_d \leq 0.2 \cdot V_{rd2}$	40,00	4,00	$\Phi 10 \text{ c}/25$

Fonte: Autor (2019)

16. CONCLUSÃO

Ao longo do desenvolvimento do trabalho, ficou nítido o quanto o correto dimensionamento e a dedicação para encontrar soluções otimizadas é importante para o projeto estrutural. A aplicação correta de mecanismos como a protensão, é caminho fundamental para a obtenção de elementos estruturais cada vez mais seguros e integrados com o local ao qual foram projetados para pertencer. Deixo como sugestão para trabalhos futuros, uma melhor exploração dos aspectos de projeto relacionados ao detalhamento e execução de vigas de rolamento. Interessante tema, também, é o estudo mais detalhado da fadiga das armaduras longitudinais, tanto ativas quanto passivas. A aplicação de protensão completa, abrangendo os requisitos previstos em norma, é, notoriamente, outra possibilidade com bom campo a ser explorado.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10084: Cálculo de estruturas-suporte para equipamentos de levantamento e movimentação de cargas - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8400-1: Equipamentos de elevação e movimentação de carga - Regras para projeto. Parte 1: Classificação e cargas sobre as estruturas e mecanismos.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado.** Rio de Janeiro: ABNT, 2017.

BASTOS, P. S. d. S. **Notas de aula: Concreto Protendido.** UNESP, Faculdade de Engenharia, 2018.

BRAGA, L. B. **Projeto de uma ponte rolante para o prédio sg-09 do ENB/UNB.** 375f. Trabalho de conclusão de curso (graduação) - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Mecânica. Brasília, DF, 2015.

BRAVO METAL. **Pontes rolantes.** Disponível em< <https://www.bravometal.com/ponte-rolante/>>. Acesso em: 15 de setembro de 2019.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento, volume 1.** 431p. Editora Pini, 2ed, 2012.

DIRECT INDUSTRY. **Ponte rolante de parede.** Disponível em< <https://www.directindustry.com/pt/prod/abus/product-14275-543211.html>>. Acesso em: 15 de setembro de 2019.

DUREN. **Pontes rolantes.** Disponível em< <https://www.duren.com.br/ponte-rolante-apoiada-univiga#group1-1>>. Acesso em: 15 de setembro de 2019.

FERRO TRILHO. **Trilho ASCE 60.** Disponível em< <http://www.fertrilhos.com.br/tabelas>>. Acesso em: 18 de setembro de 2019.

FMECAL. **Rodas para pontes rolantes**. Disponível em< <http://www.fmecal.com.br/rodas-ponte-rolante>>. Acesso em: 17 de setembro de 2019.

FORMATEC. **Peça viga tipo I**. Disponível em< <https://www.formatecformas.com.br/portfolio-item/pec%CC%A7a-viga-ponte-tipo-i/>>. Acesso em: 18 de setembro de 2019.

HANAI, J. B. **Fundamentos do concreto protendido**. 116p. Universidade de São Paulo, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia e Estruturas. 2005.

LOGISMARKET. **Ponte rolante biviga**. Disponível em< <https://www.logismarket.ind.br/brevil/ponte-rolante-biviga/8267498731-p.html>>. Acesso em: 15 de setembro de 2019.

MALLMAN, W. **Notas de aula: Concreto protendido como solução na arquitetura**. Escola de Arquitetura de Urbanismo, IMED, 2013.

PASSOS, L. d. C. d. **Apostila: Técnicas de instalação, operação, manutenção testes e inspeção: pontes rolantes, guindastes giratórios e acessórios de movimentação de cargas**. Make Engenharia, Assessoria e Desenvolvimento, 2011.

PREFOR. **Lajes maciças protendidas**. Disponível em< <http://www.preforengenharia.com.br/lajes-macicas-protendidas.html>>. Acesso em: 18 de setembro de 2019.

SANTOS, M. B. **Utilização de concreto protendido em pavimentos portuários**. 60f. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande, Escola de Engenharia. Rio grande, RS, 2015.

SORDI, G. **Dimensionamento da viga principal de uma ponte rolante**. 60f. Trabalho de conclusão de curso (graduação) - UNIVATES, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. Lajeado, RS, 2016.

TONGSIS. **Controle remoto para ponte rolante**. Disponível em< <http://www.tongsis.com.br/controle-remoto/controle-remoto-ponte-rolante>>. Acesso em: 17 de setembro de 2019.

TRUCKCRANES. **Cabine de controle de ponte rolante**. Disponível em< <http://truckcranes.com.br/produtos-truck-cranes/>>. Acesso em: 17 de setembro de 2019.

VIEW TECH. **Botoeira pendente**. Disponível em< <https://www.viewtech.ind.br/botoeira-pendente-8-botoes-1-emergencia-talhas-elevadores>>. Acesso em: 17 de setembro de 2019.

APÊNDICE A

Figura A.1 – Disposição das armaduras ativas na seção transversal

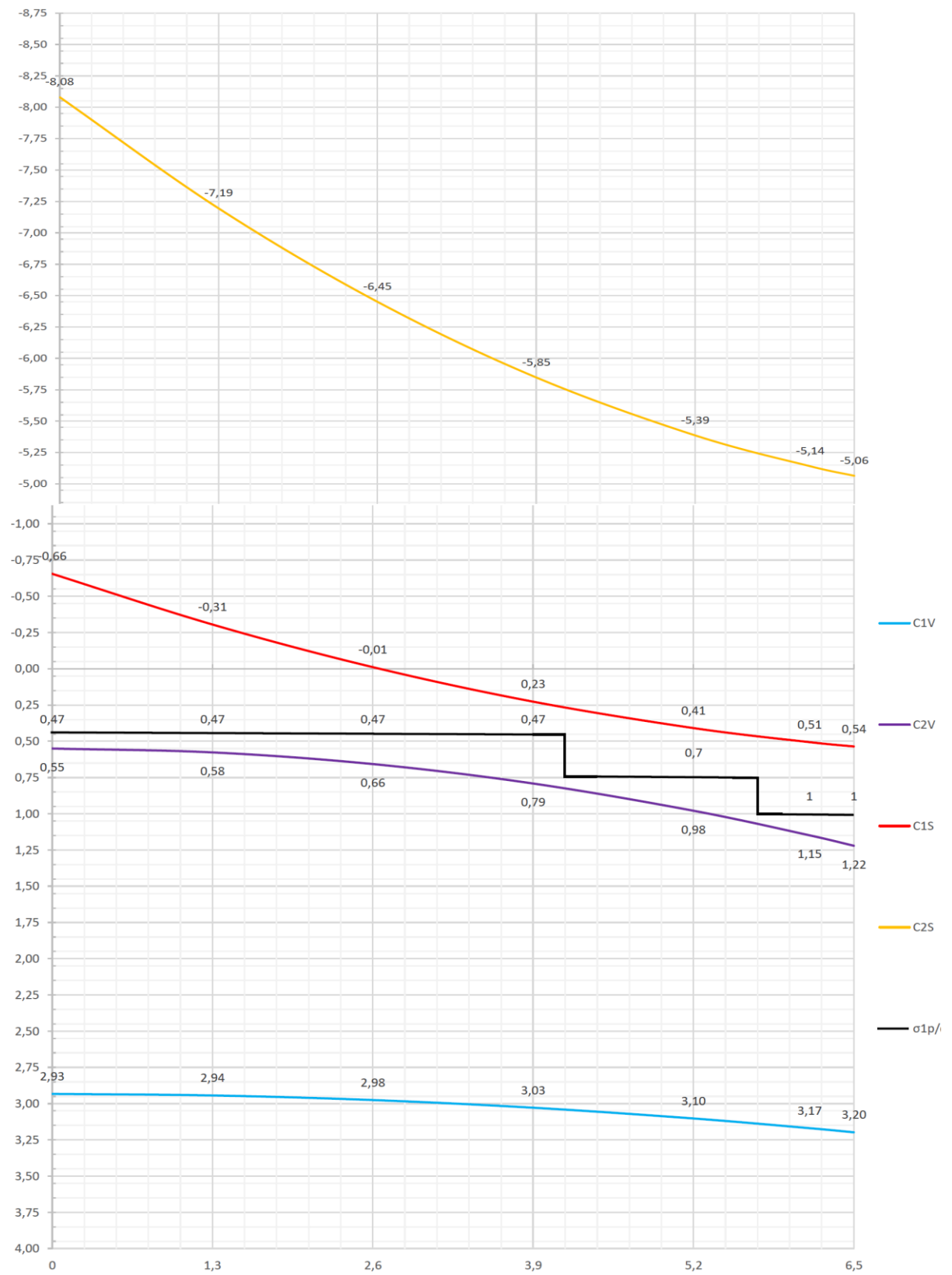


Tabela A.1 – Seções Sqmáx e S5

Seção Sqmáx		Seção S5	
Deformação de pré - alongamento		Deformação de pré - alongamento	
P_{∞} (kN)	503,26	P_{∞} (kN)	503,26
Efeito	favorável	Efeito	favorável
γ_d	0,90	γ_d	0,90
P_d (kN)	452,93	P_d (kN)	452,93
$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-7,46	$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-7,46
E_p (MPa)	200000,00	E_p (MPa)	200000,00
E_{c28} (MPa)	39597,98	E_{c28} (MPa)	39597,98
α_p	5,05	α_p	5,05
A_p (cm ²)	4,28	A_p (cm ²)	4,28
P_{nd}	614,14	P_{nd}	614,14
ϵ_{pnd}	0,717%	ϵ_{pnd}	0,717%
Determinação do σ_{pd}		Determinação do σ_{pd}	
$F_{pt,k}$ (MPa)	1900,00	$F_{pt,k}$ (MPa)	1900,00
$F_{py,k}$ (MPa)	1710,00	$F_{py,k}$ (MPa)	1710,00
$F_{pt,d}$ (MPa)	1652,17	$F_{pt,d}$ (MPa)	1652,17
$F_{py,d}$ (MPa)	1486,96	$F_{py,d}$ (MPa)	1486,96
Hipótese Domínio 3		Hipótese Domínio 3	
σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550	σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550
R_{pt} (kN)	663,4	R_{pt} (kN)	663,4
x calculado (cm)	5,46	x calculado (cm)	5,46
ϵ_{pd}	4,711%	ϵ_{pd}	4,711%
Maior que 1%?	SIM	Maior que 1%?	SIM
Hipótese Domínio 2		Hipótese Domínio 2	
ϵ_{pyd}	0,743%	ϵ_{pyd}	0,743%

ε_{pd}	1,717%	ε_{pd}	1,717%
σ_{pd} (MPa)	1545,25	σ_{pd} (MPa)	1545,25
Rpt (kN)	661,37	Rpt (kN)	661,37
Tentativa		Tentativa	
x arbitrado (cm)	7,23	x arbitrado (cm)	7,23
y arbitrado (cm)	5,78	y arbitrado (cm)	5,78
ε_c	0,1007%	ε_c	0,1007%
σ_{cc} (MPa)	22,87	σ_{cc} (MPa)	22,87
x calculado (cm)	7,23	x calculado (cm)	7,23
Momentos ELU		Momentos ELU	
Resistente (kN.cm)	50335,35	Resistente (kN.cm)	50335,35
Solicitante (kN.cm)	73650,00	Solicitante (kN.cm)	73489,30
Atende $M_{sd} < M_{rd}$?	Não	Atende $M_{sd} < M_{rd}$?	Não
Armadura complementar (cm ²)	7,90	Armadura complementar (cm ²)	7,84

Fonte: Autor (2019)

Tabela A.2 – Seções S4 e S3

Seção S4		Seção S3	
Deformação de pré - alongamento		Deformação de pré - alongamento	
P_{∞} (kN)	352,28	P_{∞} (kN)	236,53
Efeito	favorável	Efeito	favorável
γ_d	0,90	γ_d	0,90
P_d (kN)	317,05	P_d (kN)	212,88
$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-5,22	$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-3,50
E_p (MPa)	200000,00	E_p (MPa)	200000,00
E_{c28} (MPa)	39597,98	E_{c28} (MPa)	39597,98
α_p	5,05	α_p	5,05
A_p (cm ²)	4,28	A_p (cm ²)	4,28
P_{nd}	429,90	P_{nd}	288,65

ϵ_{pd}	0,502%	ϵ_{pd}	0,337%
Determinação do σ_{pd}		Determinação do σ_{pd}	
F _{pt,k} (MPa)	1900,00	F _{pt,k} (MPa)	1900,00
F _{py,k} (MPa)	1710,00	F _{py,k} (MPa)	1710,00
F _{pt,d} (MPa)	1652,17	F _{pt,d} (MPa)	1652,17
F _{py,d} (MPa)	1486,96	F _{py,d} (MPa)	1486,96
Hipótese Domínio 3		Hipótese Domínio 3	
σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550	σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550
R _{pt} (kN)	464,38	R _{pt} (kN)	311,798
x calculado (cm)	3,82	x calculado (cm)	2,57
ϵ_{pd}	6,880%	ϵ_{pd}	10,418%
Maior que 1%?	SIM	Maior que 1%?	SIM
Hipótese Domínio 2		Hipótese Domínio 2	
ϵ_{pyd}	0,743%	ϵ_{pyd}	0,743%
ϵ_{pd}	1,502%	ϵ_{pd}	1,337%
σ_{pd} (MPa)	1532,35	σ_{pd} (MPa)	1522,46
R _{pt} (kN)	459,09	R _{pt} (kN)	306,26
Tentativa		Tentativa	
x arbitrado (cm)	5,88	x arbitrado (cm)	4,32
y arbitrado (cm)	4,704	y arbitrado (cm)	3,4592
ϵ_c	0,0804%	ϵ_c	0,0579%
σ_{cc} (MPa)	19,50	σ_{cc} (MPa)	15,03
x calculado (cm)	5,88	x calculado (cm)	5,09
Momentos ELU		Momentos ELU	
Resistente (kN.cm)	35187,66	Resistente (kN.cm)	23570,45
Solicitante (kN.cm)	71809,80	Solicitante (kN.cm)	63646,60
Atende Msd<Mrd?	Não	Atende Msd<Mrd?	Não
Armadura complementar (cm ²)	12,32	Armadura complementar (cm ²)	13,42

Fonte: Autor (2019)

Tabela A.3 – Seções S2 e S1

Seção S2		Seção S1	
Deformação de pré - alongamento		Deformação de pré - alongamento	
P_{∞} (kN)	236,53	P_{∞} (kN)	236,53
Efeito	favorável	Efeito	favorável
γ_d	0,90	γ_d	0,90
P_d (kN)	212,88	P_d (kN)	212,88
$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-3,50	$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-3,50
E_p (MPa)	200000,00	E_p (MPa)	200000,00
E_{c28} (MPa)	39597,98	E_{c28} (MPa)	39597,98
α_p	5,05	α_p	5,05
A_p (cm ²)	4,28	A_p (cm ²)	4,28
P_{nd}	288,65	P_{nd}	288,65
ϵ_{pnd}	0,337%	ϵ_{pnd}	0,337%
Determinação do σ_{pd}		Determinação do σ_{pd}	
$F_{pt,k}$ (MPa)	1900,00	$F_{pt,k}$ (MPa)	1900,00
$F_{py,k}$ (MPa)	1710,00	$F_{py,k}$ (MPa)	1710,00
$F_{pt,d}$ (MPa)	1652,17	$F_{pt,d}$ (MPa)	1652,17
$F_{py,d}$ (MPa)	1486,96	$F_{py,d}$ (MPa)	1486,96
Hipótese Domínio 3		Hipótese Domínio 3	
σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550	σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550
R_{pt} (kN)	311,798	R_{pt} (kN)	311,798
x calculado (cm)	2,57	x calculado (cm)	2,57
ϵ_{pd}	10,418%	ϵ_{pd}	10,418%
Maior que 1%?	SIM	Maior que 1%?	SIM
Hipótese Domínio 2		Hipótese Domínio 2	

ϵ_{pyd}	0,743%	ϵ_{pyd}	0,743%
ϵ_{pd}	1,337%	ϵ_{pd}	1,337%
σ_{pd} (MPa)	1522,46	σ_{pd} (MPa)	1522,46
Rpt (kN)	306,26	Rpt (kN)	306,26
Tentativa		Tentativa	
x arbitrado (cm)	4,32	x arbitrado (cm)	4,32
y arbitrado (cm)	3,4592	y arbitrado (cm)	3,4592
ϵ_c	0,0579%	ϵ_c	0,0579%
σ_{cc} (MPa)	15,03	σ_{cc} (MPa)	15,03
x calculado (cm)	5,09	x calculado (cm)	5,09
Momentos ELU		Momentos ELU	
Resistente (kN.cm)	23570,45	Resistente (kN.cm)	23570,45
Solicitante (kN.cm)	48956,20	Solicitante (kN.cm)	27741,60
Atende $M_{sd} < M_{rd}$?	Não	Atende $M_{sd} < M_{rd}$?	Não
Armadura complementar (cm ²)	8,50	Armadura complementar (cm ²)	1,40

Fonte: Autor (2019)

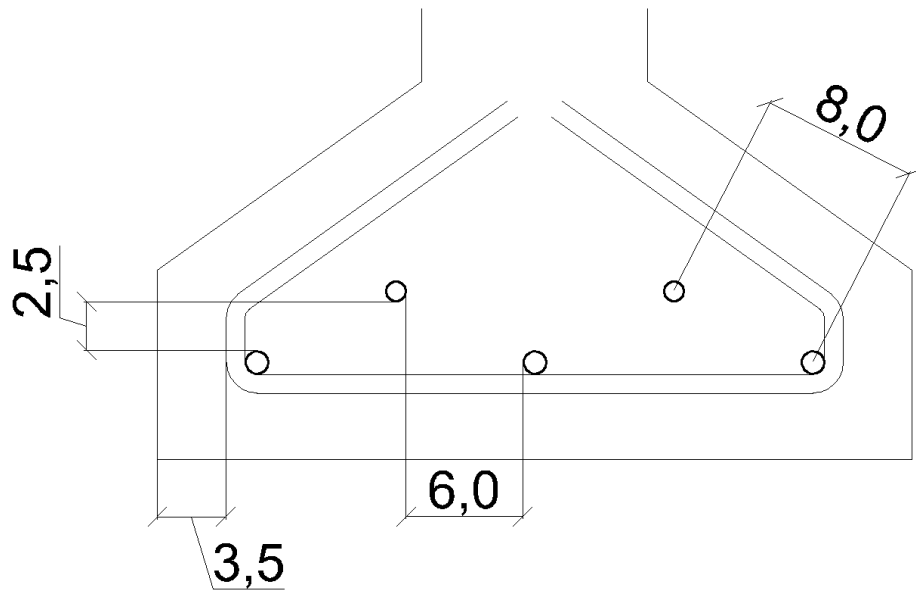
Tabela A.4 – Seção S0

Deformação de pré - alongamento	
P_{∞} (kN)	236,53
Efeito	favorável
γ_d	0,90
P_d (kN)	212,88
$\sigma_{lcp\infty}$ (MPa)	-3,50
E_p (MPa)	200000,00
E_{c28} (MPa)	39597,98
α_p	5,05
A_p (cm ²)	4,28
P_{nd}	288,65
ϵ_{pnd}	0,337%

Determinação do σ_{pd}	
F _{pt,k} (MPa)	1900,00
F _{py,k} (MPa)	1710,00
F _{pt,d} (MPa)	1652,17
F _{py,d} (MPa)	1486,96
Hipótese Domínio 3	
σ_{pd} arbitrado (MPa)	1550
R _{pt} (kN)	311,798
x calculado (cm)	2,57
ϵ_{pd}	10,418%
Maior que 1%?	SIM
Hipótese Domínio 2	
ϵ_{pyd}	0,743%
ϵ_{pd}	1,337%
σ_{pd} (MPa)	1522,46
R _{pt} (kN)	306,26
Tentativa	
x arbitrado (cm)	4,32
y arbitrado (cm)	3,4592
ϵ_c	0,0579%
σ_{cc} (MPa)	15,03
x calculado (cm)	5,09
Momentos ELU	
Resistente (kN.cm)	23570,45
Solicitante (kN.cm)	0,00
Atende M _{sd} <M _{rd} ?	Sim
Armadura complementar (cm ²)	0,00

Fonte: Autor (2019)

Figura A.2 – Disposição das armaduras ativas na seção transversal



Dimensões em centímetros