



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA – UFU
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL - FECIV
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



LUCAS KUMMER PERINAZZO REZENDE

**DIMENSIONAMENTO DE DORMENTE DE CONCRETO PROTENDIDO
UTILIZANDO MÉTODO HÍBRIDO**

Uberlândia – MG

2022



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA – UFU
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL - FECIV
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO



LUCAS KUMMER PERINAZZO REZENDE

DIMENSIONAMENTO DE DORMENTE DE CONCRETO PROTENDIDO
UTILIZANDO MÉTODO HÍBRIDO

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil – FECIV, da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito obrigatório para obtenção do Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia – MG

2022

LUCAS KUMMER PERINAZZO REZENDE

**DIMENSIONAMENTO DE DORMENTE DE CONCRETO PROTENDIDO
UTILIZANDO MÉTODO HÍBRIDO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil – FECIV, da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito obrigatório para obtenção do Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/____

Conceito: _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni – Orientador
Universidade Federal de Uberlândia

Prof. Dr. Antonio Carlos dos Santos
Universidade Federal de Uberlândia

Prof. Dra. Lauren Karoline de Sousa Gonçalves
Universidade Federal de Uberlândia

RESUMO

O presente trabalho apresenta o dimensionamento de um dormente de concreto protendido considerando-o uma viga de concreto protendido pré-moldada, método de dimensionamento comumente aprendido em sala de aula, em conjunto com o método da American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA) e recomendações da norma ABNT NBR 11709:2015. O tema foi escolhido por não ser abordado em componentes curriculares do fluxo normal do organograma curricular da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. E o objeto de estudo foi escolhido por ser apresentado de forma breve ao longo da graduação. Sendo o objetivo principal do trabalho servir como uma base de referências para futuras pesquisas e uma ponte para interligar dois componentes curriculares. Ao final do trabalho, concluiu-se que o método híbrido pode ser utilizado para o dimensionamento de dormentes de concreto protendido. Sendo a armadura encontrada no dimensionamento, 8 fios CP 175 RB E 4,0 mm suficiente para garantir segurança e estabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Dormente. Concreto Protendido. Dimensionamento.

ABSTRACT

The present work presents a prestressed concrete sleeper sizing considering it a precast prestressed concrete beam, sizing method commonly learned in class, in conjunction with American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association's (AREMA) method and ABNT NBR 11709:2015 recommendations. The theme has been chosen because it is not approached in the normal flow of the curricular organization chart of Faculdade de Engenharia Civil of Universidade de Uberlândia. And the object of study has been chosen for it being approached briefly along the graduation's time. Being the principal objective of the work to serve as a reference base for future research and a bridge to link two curricular components. At the end of the work, it was concluded that the hybrid method can be used for the design of prestressed concrete sleepers. As the reinforcement found in the design, 8 wires CP 175 RB E 4.0 mm is enough to guarantee the safety and stability of the structure.

Keywords: Sleeper. Prestressed Concrete. Sizing.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Especificações do trilho TR 57	16
Figura 2: Dimensões do dormente de concreto protendido escolhido.....	18
Figura 3: Esforços solicitantes no dormente.....	18
Figura 4: Momentos solicitantes no dormente	19
Figura 5: Fatores de velocidade e tonelagem	20
Figura 6: Momento fletor positivo.....	21
Figura 8 :Seção transversal do meio do vão	22
Figura 9: Seção transversal no meio do vão do dormente.....	29
Figura 10: Esforços solicitantes na fase de fabricação (em MPa).....	39
Figura 11: Esforços solicitantes na fase de transporte (em MPa).....	40
Figura 12: Esforços solicitantes para combinação frequente de ações do momento positivo (em MPa)	41
Figura 13: Esforços solicitantes para combinação frequente de ações do momento negativo (em MPa)	42
Figura 14: Diagrama de esforço cortante (em kN)	45

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Especificações trem tipo TB 360.....	16
Tabela 2: Momentos solicitantes no dormente	19
Tabela 3: Cálculo do Momento Fletor.....	21
Tabela 4: Momentos fletores de cálculo segundo AREMA	22

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
2 OBJETIVOS	12
3 METODOLOGIA.....	12
4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	12
4.1 COMPOSIÇÃO DA FERROVIA	12
4.2 SUBLASTRO E LASTRO.....	12
4.3 TRILHOS	13
4.4 DORMENTES.....	13
4.4.1 DORMENTES DE MADEIRA	13
4.4.2 DORMENTES DE AÇO	14
4.4.3 DORMENTES DE PLÁSTICO E MATERIAIS HÍBRIDOS.....	14
4.4.4 DORMENTES DE CONCRETO ARMADO	14
4.5 FABRICAÇÃO DE DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO	15
5 ASPECTOS GERAIS SOBRE A FERROVIA E O MATERIAL REFERÊNCIA	15
5.1 CARACTERIZAÇÃO DO TRILHO	15
5.2 CARACTERIZAÇÃO DO TREM TIPO	16
5.3 CARACTERIZAÇÃO DA FERROVIA	16
5.4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO	17
5.5 CARACTERIZAÇÃO DO DORMENTE.....	18
6 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES NO DORMENTE	18
6.1 ESFORÇOS VERTICAIS SOBRE O DORMENTE	18
6.2 MOMENTOS SOLICITANTES	19
6.3 MOMENTOS DE CÁLCULO	19
7 DIMENSIONAMENTO DE UM DORMENTE DE CONCRETO PROTENDIDO	22

7.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL	22
7.1.1 SEÇÃO BRUTA DE CONCRETO.....	22
7.1.2 CÁLCULO DA RELAÇÃO GEOMÉTRICA	23
7.2 CÁLCULO DAS TENSÕES REFERÊNCIA - ESTÁDIO I	23
7.2.1 CARGAS ATUANTES SOBRE O DORMENTE	23
7.2.2 ESFORÇOS DEVIDOS ÀS CARGAS PERMANENTES.....	23
7.2.3 ESFORÇOS DEVIDOS ÀS CARGAS ACIDENTAIS	24
7.2 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO E DA ARMADURA ATIVA	24
7.2.1 ESCOLHA DO TIPO DE PROTENSÃO	24
7.2.3 ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO	25
7.2.4 CÁLCULO DA ARMADURA ATIVA NECESSÁRIA.....	26
7.3 CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA	27
7.3.1 ÁREA DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA.....	27
7.3.2 MÓDULOS DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA....	29
7.3.3 ESFORÇOS SOLICITANTES NA SEÇÃO HOMOGENEIZADA.....	30
7.4 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL	31
7.5 VALORES REPRESENTATIVOS DE ESTADOS DE FORÇA DE PROTENSÃO	31
7.6 CÁLCULO DAS PERDAS PROGRESSIVAS	32
7.6.1 FLUÊNCIA DO CONCRETO	33
7.6.2 RETRAÇÃO DO CONCRETO	34
7.6.3 RELAXAÇÃO DO AÇO	35
7.7 TENSÕES INICIAIS NA SEÇÃO DE CONCRETO.....	36
7.8 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA.....	37
7.8.1 CÁLCULO DAS TENSÕES LIMITES.....	38
7.8.2 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NO CASO DE COMBINAÇÕES ESPECIAIS	39

7.8.3 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES PARA A COMBINAÇÃO DE UTILIZAÇÃO	40
7.10 ESTADO LIMITE ÚLTIMO	42
7.10.1 MOMENTO FLETOR ÚLTIMO	42
7.10.2 CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA	44
7.10.3 CÁLCULO DA ARMADURA DE COMBATE À CORTANTE.....	44
8 CONCLUSÃO.....	46

1 INTRODUÇÃO

A concepção do modal predominante no território brasileiro começou na década de 1950, durante o governo do presidente Juscelino Kubitschek, em seu programa de metas, definiu um enorme incentivo à construção de rodovias (PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA, 1958). Dessa forma, a instalação de ferrovias no país seguia as recomendações do fabricante, sem qualquer padronização por parte da legislação brasileira. A consequência disso foi uma malha ferroviária discrepante, sem grandes integrações.

Projetos de ferrovias demandam uma grande aplicação de recursos e um rigoroso controle de qualidade durante sua execução, de forma a garantir a qualidade e durabilidade das vias férreas. É notável no Brasil que a gestão pública não se mostra muito interessada nesse tipo de projeto, pois não visa a solução de problemas imediatistas, que pesam mais na memória dos eleitores.

Em tempos de crise, esse pensamento aos poucos vai mudando. Países que investem em grandes obras de infraestrutura, como o caso da China, mostram uma grande taxa de crescimento de suas economias (GLOBO NEWS, 2019). Logo, recentemente, ressurgiu o interesse na construção de novas ferrovias, bem como o aprimoramento das já existentes, por exemplo a construção de trecho da Ferrovia de Integração Oeste-Leste (AGÊNCIA BRASIL, 2020). Devido ao seu grande potencial de escoamento de carga, tornando o transporte ferroviário mais favorável em alguns casos em relação a outros modais.

Grandes empresas já perceberam essa mudança de posicionamento das autoridades públicas e buscam, principalmente por meio de convênios, universidades federais para ampliar o conhecimento técnico de estradas de ferro dentro dos cursos de graduação, melhorar o reconhecimento da já existente malha brasileira e revisar as normas vigentes.

Há também, o desenvolvimento de diversas pesquisas sobre o que há de mais atual na área, algumas antigas mostram o desejo da academia de dar a devida importância ao estudo das ferrovias como a tese “ANÁLISE EXPERIMENTAL DE DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO REFORÇADOS COM FIBRA DE AÇO” (Bastos, 1999) e mais recentes como “ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO” (LEANDRO et al., 2011) apresentada no 53º Congresso Brasileiro de Concreto (CBC2011).

2 OBJETIVOS

Este trabalho de conclusão de curso objetiva a ampliação do conhecimento técnico sobre ferrovias no Brasil. Com isso, é feita uma revisão bibliográfica do que já está em estudo no país, tal revisão é focada principalmente em material sobre dormentes de concreto protendido. Outro objetivo é o cálculo da força de protensão de um dormente de concreto protendido submetido a cargas causadas pelo trem-tipo Cooper E80, da American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA), semelhante ao maior trem tipo contemplado pela norma brasileira ABNT NBR 7189:1985.

3 METODOLOGIA

Para a elaboração do trabalho, foi feita primeiramente, uma revisão bibliográfica do conteúdo, de forma a contextualizar o objeto de estudo, e assimilar informações que poderiam ser importantes para o desenvolvimento do trabalho. Assim, além de um levantamento histórico sobre dormentes. Foi possível, também, o reconhecimento de normas e legislações a serem utilizadas.

Após o recolhimento dessas informações, iniciou-se o dimensionamento do dormente de concreto protendido. Sempre levando em conta as referências bibliográficas, como material didático e normas, na tomada de decisão do aluno projetista.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 COMPOSIÇÃO DA FERROVIA

A via permanente de uma ferrovia é formada por dois componentes principais a infraestrutura e a superestrutura. A infraestrutura contempla todas as obras de terraplanagem e preparação do terreno para recebimento da via. Já a superestrutura é formada pelos seguintes componentes: sublastro, lastro, trilhos e dormentes.

4.2 SUBLASTRO E LASTRO

O sublastro tem por principal função servir como uma base sólida e segura, a fim de evitar sua penetração do lastro na plataforma da ferrovia e diminuir a sua espessura. O sublastro é sempre de um material com qualidade inferior ao lastro. Já o lastro tem o encargo de transferir as cargas dos dormentes para a plataforma, por isso deve ser um suporte regular

e relativamente elástico para os dormentes. O material que compõe o lastro deve ter uma resistência mecânica alta e deve permitir a drenagem da via permanente de forma simples (BRINA, 1988).

4.3 TRILHOS

Os trilhos servem como uma viga de sustentação longitudinal, orientam os trajetos dos trens e oferecem uma superfície de rolamento adequada para as rodas (devido ao menor atrito do contato aço-aço). Para tal, precisam ser de material com elevada dureza e resistência mecânica, assim, o aço é o material mais comumente utilizado (BRINA, 1988).

4.4 DORMENTES

Os dormentes, por sua vez, possuem várias funções como componentes da superestrutura, são os responsáveis por garantir um suporte adequado e seguro ao trilho e manter a geometria do lastro. Tratando-se de sua função estrutural, devem manter a bitola, garantir a estabilidade global da via, amortecer as vibrações e transmitir os esforços da forma mais homogênea possível para o lastro (BRINA, 1988). Dessa forma, a escolha do tipo de dormente se mostra crucial na avaliação das cargas máximas permitidas, da velocidade de operação e durabilidade da via férrea.

4.4.1 DORMENTES DE MADEIRA

Os dormentes de madeira são os mais comumente conhecidos no mundo, pelo fato de serem os mais utilizados e se tratar de uma forma muito antiga de construção de ferrovias. Dessa forma, já permeiam o imaginário coletivo na visualização de uma ferrovia.

Suas maiores vantagens em relação aos demais materiais utilizados na fabricação de dormentes estão a grande flexibilidade, dessa forma são capazes de suportar vibrações causadas pela utilização da via permanente (BASTOS, 1999). Entretanto, o problema mais evidente está no fato da madeira ser material orgânico e estar sujeita à decomposição, logo, possuem um custo maior de manutenção.

4.4.2 DORMENTES DE AÇO

Em países com um grande avanço tecnológico e econômico durante a Revolução Industrial, é possível perceber uma grande utilização de dormentes de aço nas vias férreas. O aço é um material homogêneo, diferente da madeira e do concreto, o que proporciona uma grande precisão na previsão de seu comportamento mecânico. Outras características notáveis de dormentes deste material, são o bom embutimento no lastro e boas condições de reutilização. As desvantagens deste tipo de dormente estão no preço elevado e consequência de tráfego mais ruidoso. (QUEIROZ R.C., NETO L. O., 2013)

4.4.3 DORMENTES DE PLÁSTICO E MATERIAIS HÍBRIDOS

O plástico é um material usado constantemente no cotidiano das pessoas, portanto parece até natural a existência de dormentes de plásticos e outros materiais híbridos. Esse material mostra-se um bom substituto para a madeira e possui um alto amortecimento de vibrações.

Algumas empresas como a Kedel, no Reino Unido, apresentam esse tipo de dormente feito com materiais totalmente reciclados, diminuindo assim, o impacto do plástico nos ecossistemas terrestres.

4.4.4 DORMENTES DE CONCRETO ARMADO

O concreto está entre os materiais com o maior custo-benefício quando contrabalanceados o seu custo e a performance estrutural. O material possui alta resistência à compressão, e a baixa resistência à tração pode ser remediada com a implantação de uma armadura de aço. Não é, portanto, uma surpresa que os dormentes de concreto armado e concreto protendido sejam os mais populares atualmente na construção de estradas de ferro.

Entre as qualidades dos dormentes de concreto armado e protendido em relação aos outros materiais pode-se citar a alta resistência mecânica, uma grande durabilidade e padronização das vias. Pode-se notar também algumas vantagens mais sutis, como o fato de serem mais estáveis devido ao maior peso (BRINA, 1988).

De acordo com Bastos (1999), os primeiros dormentes de concreto armado possuíam seção constante, de forma a reproduzir o comportamento de dormentes de madeira, porém, por se tratar de um material de qualidade superior, essa concepção logo se mostrou equivocada.

Portanto, os dormentes de concreto armado atuais podem ser divididos em duas categorias principais. A primeira é dos bi-blocos que apresentam concreto apenas nos apoios de forma a absorver as tensões de compressão e cisalhamento causadas pelos trilhos, enquanto a flexão do conjunto fica exclusivamente a cargo do aço. Já os monoblocos são uma única peça, e o concreto trabalha tanto à compressão e cisalhamento dos trilhos, quanto a flexão do conjunto. Apresentam maior resistência mecânica e durabilidade em comparação com os dormentes bi-blocos (de AZEVEDO et al., 2019).

4.5 FABRICAÇÃO DE DORMENTES DE CONCRETO PROTENDIDO

A fabricação de dormentes monoblocos de concreto protendido no Brasil, pode ser feita de forma manual, utilizando mão de obra humana e sem grande mecanização. Ou com a ajuda de máquinas que otimizam o tempo de fabricação das peças.

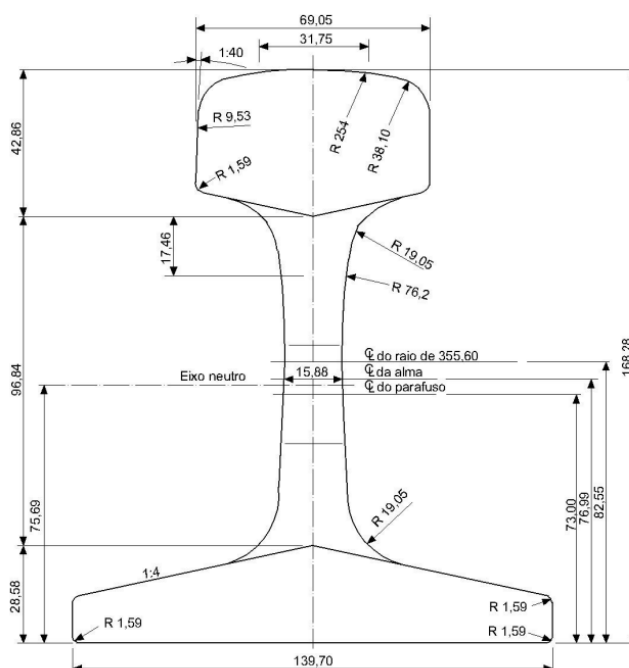
Primeiramente é feita a unção das fôrmas com material desmoldante, e depois os cabos são distribuídos e protendidos conforme as especificações de dimensionamento. E, apesar da maior eficiência dos cabos de protensão serem encontradas com uma forma curvilínea (acompanhando a linha neutra de tensões da estrutura), o processo de fabricação nas fábricas de pré-moldados torna mais efetiva a utilização de cabos retos. Em um segundo momento é feita a adição do concreto na fôrma e feita sua cura. Por fim, há a desforma e corte dos cabos protendidos entre dormentes.

5 ASPECTOS GERAIS SOBRE A FERROVIA E O MATERIAL REFERÊNCIA

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO TRILHO

O trilho da via permanente adotado nesse trabalho foi o trilho TR 57, que tem as especificações dadas pelo Procedimento de Inspeção de Materiais 01 (PIM 01) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

Figura 1: Especificações do trilho TR 57



Fonte: DNIT (2015)

5.2 CARACTERIZAÇÃO DO TREM TIPO

O trem tipo escolhido para o trabalho foi o Cooper E80, trem normativo da American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association (AREMA), ele se assemelha ao trem-tipo TB 360 da norma ABNT NBR 7189:1985. As especificações do trem-tipo são dadas na Tabela 1.

Tabela 1: Especificações trem tipo TB 360

Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
362	120	20	1,0	2,0	2,0

Fonte: ABNT NBR 7189 (1985)

5.3 CARACTERIZAÇÃO DA FERROVIA

A ferrovia apresentada no trabalho é apenas hipotética, e tem as seguintes especificações dadas abaixo.

- Via de transporte de carga;
- Taxa de dormentação = 1800 dormentes/km (55,5 cm de espaçamento);

- Velocidade de operação = 70 km/h;
- Valor da Tonelagem Bruta Anual (MGT) = 57;
- Raio da curva superior a 245 m;
- Bitola 1600 mm.

5.4 CARACTERIZAÇÃO DO CONCRETO

O concreto do projeto tem resistência aos 28 dias de 45 MPa. E nas primeiras 24 horas deve adquirir cerca de 60% dessa resistência, ou seja, 27 MPa.

$$f_{ck} = 45 \text{ MPa}$$

$$f_{ck,1} = 27 \text{ MPa}$$

A resistência à tração do concreto é estimada em função da resistência à compressão, conforme item 8.2.5 da ABNT NBR 6118:2014. Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad [\text{Equação 1}]$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot 45^{2/3} = 3,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,k_{inf}} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad [\text{Equação 2}]$$

$$f_{ct,k_{inf}} = 0,7 \cdot 3,80 = 2,66 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,k_{sup}} = 1,3 \cdot f_{ct,m} \quad [\text{Equação 3}]$$

$$f_{ct,k_{sup}} = 1,3 \cdot 3,80 = 4,93 \text{ MPa}$$

O módulo de deformação longitudinal é estimado conforme item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014. Utilizando-se como agregado basalto, pode-se usar $\alpha_e = 1,2$.

$$E_{ci} = \alpha_e \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad [\text{Equação 4}]$$

$$E_{ci} = 1,2 \cdot 5600 \cdot \sqrt{45} = 45079 \text{ MPa}$$

O módulo secante será adotado como função do módulo tangente:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad [\text{Equação 5}]$$

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \quad [\text{Equação 6}]$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{45}{80} = 0,9125$$

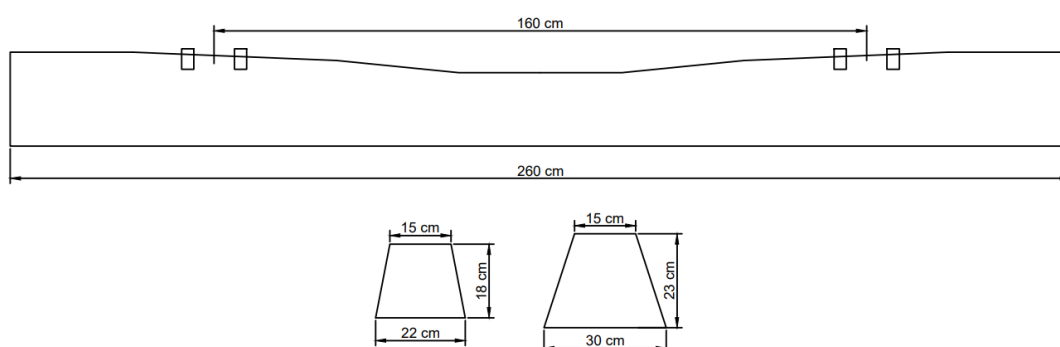
$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad [\text{Equação 7}]$$

$$E_{cs} = 0,9125 \cdot 45079 = 41134,7 \text{ MPa}$$

5.5 CARACTERIZAÇÃO DO DORMENTE

O dormente escolhido para estudo e suas dimensões estão representados na Figura 2.

Figura 2: Dimensões do dormente de concreto protendido escolhido



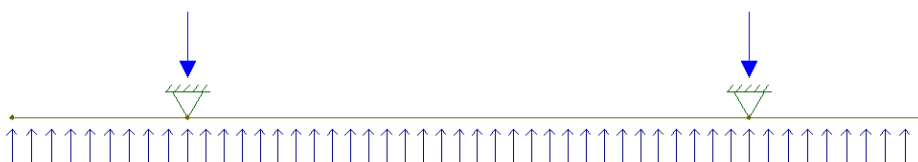
Fonte: Autor (2022)

6 CÁLCULO DOS ESFORÇOS ATUANTES NO DORMENTE

6.1 ESFORÇOS VERTICAIS SOBRE O DORMENTE

Os esforços verticais solicitantes sobre o dormente são considerados de acordo com as recomendações da AREMA (1997). O Manual sugere como modelo de cálculo a Figura 3, presente no volume 2, capítulo 10.

Figura 3: Esforços solicitantes no dormente



Fonte: Autor *apud* AREMA

Neste modelo, os apoios fixos são o ponto de aplicação da carga do eixo, tal carga é considerada metade da carga no eixo dada no item 5.2 deste trabalho, ou seja é igual a 180 kN. Já o carregamento distribuído é considerado da seguinte forma, de acordo com

Bastos (1999) como os eixos dos eixos dos veículos de carga estão suficientemente afastados, para se considerar a força de apenas um, neste caso, uma força de 180 kN ao longo dos 2,60 m de dormente. Ou seja, o carregamento distribuído é de 69,23 kN/m.

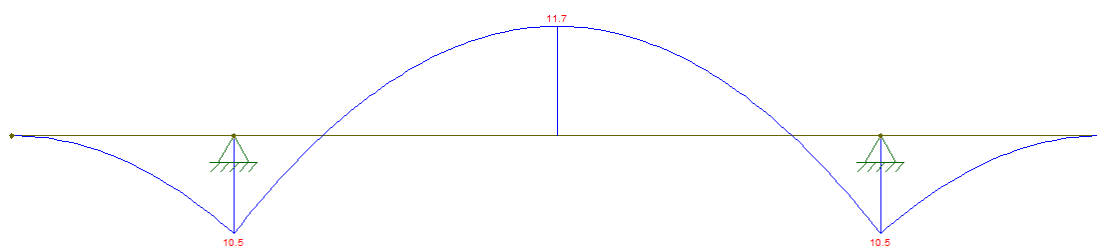
6.2 MOMENTOS SOLICITANTES

Os momentos solicitantes foram calculados pelo software *FTool* utilizando os esforços e especificações do material apresentados anteriormente. O resumo dos dados obtidos é apresentado na Tabela 2 e na Figura 4

Tabela 2: Momentos solicitantes no dormente

Força por eixo (kN)	Carga distribuída (kN/m)	Momento no meio do vão (kN.m)	Momento no apoio (kN.m)
180	69,23	11,70	10,50

Figura 4: Momentos solicitantes no dormente



Fonte: Autor

6.3 MOMENTOS DE CÁLCULO

Os momentos de cálculo nas seções do dormente são dados, de acordo com a AREMA, pela Equação 8.

$$Md = V \cdot T \cdot B \quad \text{[Equação 8]}$$

Em que:

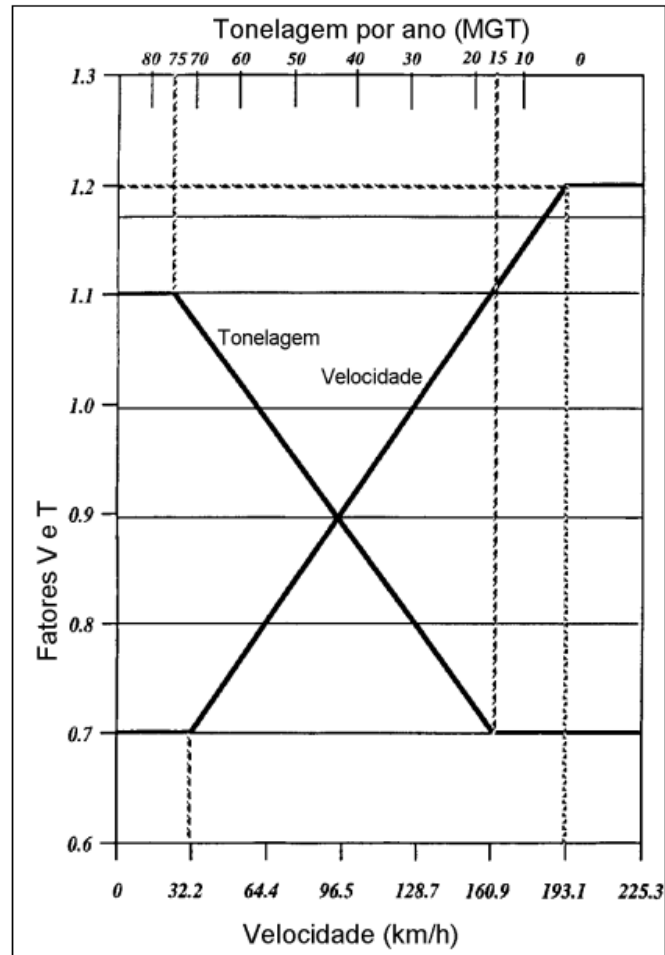
V é o fator de velocidade, dado pela Figura 5;

T é o fator de tonelagem, dado pela Figura 5;

B é o momento fletor positivo, dado pela Figura 6.

Os fatores de velocidade e tonelagem dependem, respectivamente, da velocidade de operação da via e do valor da Tonelagem Bruta Anual (MGT). A Figura 5, tirada do manual da AREMA, fornece os valores.

Figura 5: Fatores de velocidade e tonelagem



Fonte: Bastos (1999) *apud* AREMA (1997)

A determinação do momento fletor positivo é feita pela Figura 6, apresentada no manual da AREMA, esse gráfico foi calculado para carga por eixo de 365 kN.

A própria AREMA já fornece valores de coeficientes V.T para diferentes valores de comprimento de dormente de concreto protendido, como mostrado na Tabela 3.

Tabela 3: Cálculo do Momento Fletor

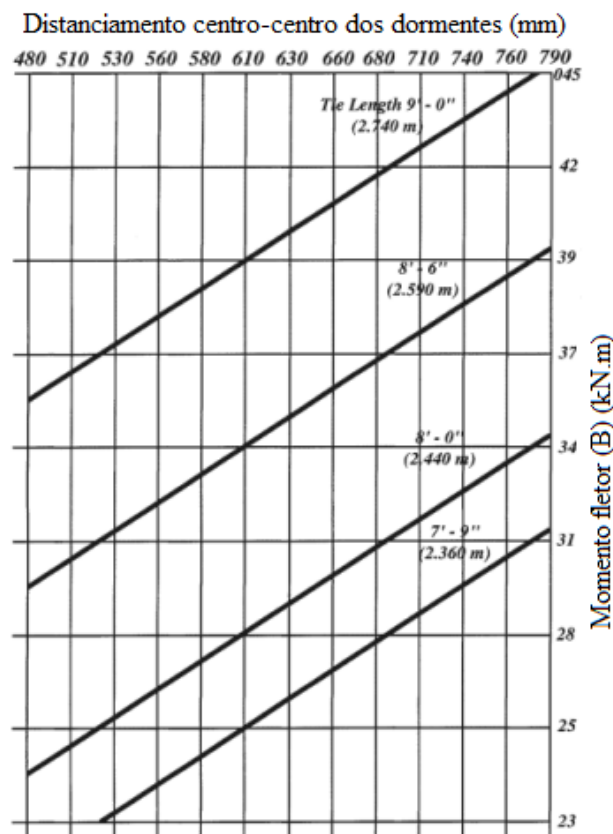
Comprimento do dormente (m)	Positivo no apoio trilho	Positivo no meio do vão	Negativo no meio do vão
2,33	0,72 B	1,13 B	0,61 B
2,44	0,64 B	0,92 B	0,56 B
2,59	0,53 B	0,67 B	0,47 B
2,74	0,46 B	0,57 B	0,40 B

Fonte: AREMA (1997)

Para demais valores não presentes, o Manual recomenda a interpolação, entretanto, como o valor do dormente escolhido é bem próximo ao de um normatizado, foram considerados os valores do dormente de 2,59 m.

O momento fletor atuante B é definido conforme a Figura 6, é levado em consideração o comprimento do dormente e o espaçamento entre os dormentes.

Figura 6: Momento fletor positivo



Fonte: AREMA (1997)

Encontra-se $B = 32,2$ kN. Portanto, pode-se construir a Tabela 4, que demonstra os valores de momento considerados para dimensionamento do dormente.

Tabela 4: Momentos fletores de cálculo segundo AREMA

Comprimento do dormente (m)	Positivo no apoio trilho (kN.m)	Positivo no meio do vão (kN.m)	Negativo no meio do vão (kN.m)
2,59	17,07	21,57	15,13

Fonte: Autor (2022)

Como a seção no meio do tem menor área, e apresentou momento de cálculo positivo maior que o presente no apoio do trilho, a peça será dimensionada para atender os momentos no meio do vão.

7 DIMENSIONAMENTO DE UM DORMENTE DE CONCRETO PROTENDIDO

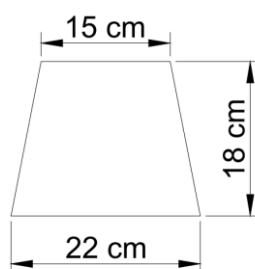
7.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E MECÂNICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL

7.1.1 SEÇÃO BRUTA DE CONCRETO

Com o auxílio do *software* AutoCAD foram encontradas as seguintes propriedades das seções transversais: área de concreto, momento de inércia, posição do eixo de inércia e distância desse eixo às fibras superiores e inferiores.

- Para seção do meio do vão:

Figura 7 :Seção transversal do meio do vão



Fonte: Autor (2022)

$$Y_{cg} = 8,43 \text{ cm} \rightarrow y_1 = 8,43 \text{ cm} \text{ e } y_2 = -9,57 \text{ cm}$$

$$A_c = 333,00 \text{ cm}^2 \quad I_{cg} = 32562,00 \text{ cm}^4$$

Com tais informações é possível calcular os módulos de resistência:

$$W_1 = \frac{I_{cg}}{y_1} = \frac{32562 \text{ cm}^4}{8,43 \text{ cm}} = 3862,63 \text{ cm}^3 = 0,00386263 \text{ m}^3$$

$$W_2 = \frac{I_{cg}}{y_2} = \frac{32562 \text{ cm}^4}{-9,57 \text{ cm}} = -3402,51 \text{ cm}^3 = -0,00340251 \text{ m}^3$$

7.1.2 CÁLCULO DA RELAÇÃO GEOMÉTRICA

A relação geométrica, que será utilizada posteriormente para o cálculo da espessura fictícia (item A.2.4.2 do Anexo A da ABNT NBR 6118), é dada por:

$$\text{Relação geométrica} = \frac{2 \cdot A_c}{\mu} \quad [\text{Equação 9}]$$

Em que:

A_c é a área da seção de concreto = 333,00 cm²

μ é o perímetro exposto (considerado como todo) = 73,67 cm

$$\text{Relação geométrica} = \frac{2 \cdot 333}{73,67} \cong 9,04$$

7.2 CÁLCULO DAS TENSÕES REFERÊNCIA - ESTÁDIO I

7.2.1 CARGAS ATUANTES SOBRE O DORMENTE

Para cálculo da carga do peso próprio, foi considerada uma área média da seção no meio do vão e da seção do apoio nos trilhos.

- Peso próprio: $g_1 = A_c \cdot \gamma_c = 0,042525 \text{ m}^2 \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1,063125 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

- Cargas especiais: Momentos positivos e negativos máximos no meio do vão

7.2.2 ESFORÇOS DEVIDOS ÀS CARGAS PERMANENTES

Como considera-se o dormente como uma viga bi apoiada, o cálculo das tensões normais e dos esforços é feito para a seção do meio do vão, que é considerada a seção mais solicitada nesse tipo de viga. Portanto:

$$M_{g1} = \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = \frac{1,063125 \cdot 2,6^2}{8} = 0,898 \text{ kN.m}$$

A tensão, na seção do estágio I de comportamento elástico-linear, é:

$$\sigma_{1,g1} = \frac{M_{g1}}{W_1} = \frac{0,898 \text{ kN.m}}{0,00386263 \text{ m}^3} = 232,64 \text{ kN/m}^2 = 0,23264 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,g1} = \frac{M_{g1}}{W_2} = \frac{0,898 \text{ kN.m}}{-0,00340251 \text{ m}^3} = -263,96 \text{ kN/m}^2 = -0,26396 \text{ MPa}$$

7.2.3 ESFORÇOS DEVIDOS ÀS CARGAS ACIDENTAIS

As tensões devidas às cargas acidentais são:

- Para o máximo momento positivo:

$$\sigma_{1,+} = \frac{M_+}{W_1} = \frac{21,57 \text{ kN.m}}{0,00386263 \text{ m}^3} = 55584,3 \text{ kN/m}^2 = 5,584 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,+} = \frac{M_+}{W_2} = \frac{21,57 \text{ kN.m}}{-0,00340251 \text{ m}^3} = -6339,4 \text{ kN/m}^2 = -6,339 \text{ MPa}$$

- Para o mínimo momento negativo:

$$\sigma_{1,-} = \frac{M_-}{W_1} = \frac{-15,13 \text{ kN.m}}{0,00386263 \text{ m}^3} = -3917,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -3,917 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2,-} = \frac{M_-}{W_2} = \frac{-15,13 \text{ kN.m}}{-0,00340251 \text{ m}^3} = 4446,7 \text{ kN/m}^2 = 4,447 \text{ MPa}$$

7.2 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO E DA ARMADURA ATIVA

7.2.1 ESCOLHA DO TIPO DE PROTENSÃO

A escolha do tipo de protensão é feita com base nas recomendações no item 13.4.2 da ABNT NBR 6118:2014, que trata sobre a exigência de durabilidade relacionadas à fissuração e a protensão da armadura são dadas, em função da classe de agressividade ambiental. Para dormentes de concreto protendido o item A.6 do anexo A da ABNT NBR 11709:2015 fornece que a consideração da classe de agressividade é muito forte CAA IV. Como se trata de uma peça com pré-tração, adota-se: protensão limitada.

De acordo com o anexo A.6 da ABNT NBR 11709:2015, para dormentes de concreto protendido, exige-se apenas a verificação ao estado limite de fissuras (ELS-F), ficando dispensada a verificação do estado limite de descompressão (ELS-D). Dessa forma, verifica-se as seguintes condições:

- a) **Combinações frequentes de ações:** respeitar o Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F).

7.2.3 ESTIMATIVA DA FORÇA DE PROTENSÃO

A força de protensão final pode ser estimada pela Equação 11, conforme mostrada abaixo:

$$P_{\infty,est} \leq \frac{\sigma_{1p\infty}}{\left(\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_1}\right)} \quad \text{[Equação 10]}$$

Em que:

$P_{\infty,est}$ é a força de protensão final estimada;

$\sigma_{1p\infty}$ é a tensão de protensão final;

e_p é a distância do centro de gravidade das barras de protensão ao centro de gravidade da seção.

Para obtenção da tensão de protensão final, verifica-se o ELS-F. De acordo com o item 5.1.5.2 da ABNT NBR 8681:2003, a combinação frequente de serviço é:

$$(\text{ELS} - \text{F}) \rightarrow F_{d,ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 \cdot F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$$

$\psi_1 = 1,0$ considerado, ponte ferroviária especializada.

De acordo com o item A.8.1 do anexo A da ABNT NBR 11709:2015, a tensão limite de tração ($\sigma_{ct,lim}$) é dada por:

$$\sigma_{ct,lim,i} = 1,5 \cdot f_{ct,k_{inf}} \quad \text{[Equação 11]}$$

$$\sigma_{ct,lim,i} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 45^{\frac{2}{3}} = 3,98 \text{ MPa, nas fibras inferiores}$$

$$\sigma_{ct,lim,s} = 1,45 \cdot f_{ct,k_{inf}} \quad \text{[Equação 12]}$$

$$\sigma_{ct,lim,s} = 1,45 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 45^{\frac{2}{3}} = 3,85 \text{ MPa, nas fibras superiores}$$

Para evitar microfissuração por compressão do concreto, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda que as tensões de compressão não ultrapassem 60% do f_{ck} .

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot f_{ck} \quad [\text{Equação 13}]$$

$$\sigma_{c,lim} = 0,60 \cdot 45 = 27 \text{ MPa}$$

Dessa forma, para as fibras inferiores, a Equação 15 é dada abaixo:

$$\sigma_{1,g1} + \psi_1 \cdot \sigma_{1,+} + \sigma_{1p\infty} \leq \sigma_{ct,lim,i} \quad [\text{Equação 14}]$$

$$0,232 + 1,0 \cdot 5,586 + \sigma_{1p\infty} \leq 3,985 \rightarrow \sigma_{1p\infty} \leq -1,833 \text{ MPa}$$

Analogamente, para as fibras superiores:

$$\sigma_{2,g1} + \psi_1 \cdot \sigma_{2,-} + \sigma_{1p\infty} \leq \sigma_{ct,lim,s}$$

$$-0,264 + 1,0 \cdot 4,446 + \sigma_{1p\infty} \leq 3,852 \rightarrow \sigma_{1p\infty} \leq -0,329 \text{ MPa}$$

O valor de e_p pode ser estimado, considerando que as barras de protensão serão simetricamente dispostas, dessa forma o centro de gravidade de protensão se encontra no centro geométrico da seção. Assim, $e_p = 9 - 8,43 = 0,57 \text{ cm}$.

Aplicando os valores na Equação 11, para as fibras inferiores:

$$P_{\infty,est} \leq \frac{-0,1833}{\left(\frac{1}{333} + \frac{0,57}{3862,63}\right)} \leq -58,19 \text{ kN}$$

Aplicando os valores na Equação 11, para as fibras superiores:

$$P_{\infty,est} \leq \frac{-0,0329}{\left(\frac{1}{333} + \frac{0,57}{-3402,51}\right)} \leq -11,61 \text{ kN}$$

Adotou-se $P_{\infty,est} = -100 \text{ kN}$ neste trabalho.

7.2.4 CÁLCULO DA ARMADURA ATIVA NECESSÁRIA

Hanai (2005), estima que as perdas progressivas da protensão com o passar do tempo, variam entre 20% e 35%, para esse trabalho adotou-se uma perda de 25%. Portanto pode-se estimar a força de protensão inicial $P_{0,est}$.

$$P_{0,est} = \frac{P_{\infty,est}}{0,75} \quad [\text{Equação 15}]$$

$$P_{0,est} = \frac{100}{0,75} = 133,33 \text{ kN}$$

Para um aço CP 175, a resistência característica de início de escoamento, pode ser considerada, de acordo com os fabricantes, 90% do valor da resistência do aço. Assim:

$$f_{pyk} = 0,90 \cdot f_{ptk} \quad \text{[Equação 16]}$$

Em que:

f_{pyk} é resistência característica de início de escoamento do aço;

f_{ptk} é a resistência do aço.

$$f_{pyk} = 0,90 \cdot 1750 = 1575 \text{ MPa} = 157,5 \text{ kN/cm}^2$$

Como o aço é de baixa relaxação, o item 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, fornece que o valor da tensão limite deve ser o menor entre os dados na Equação 18.

$$\sigma_{P_0,lim} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot f_{ptk} \\ 0,85 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad \text{[Equação 17]}$$

$$\sigma_{P_0,lim} \leq \begin{cases} 0,77 \cdot 1750 = 1347,5 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot 1575 = 1338,8 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{P_0,lim} = 1338,8 \text{ MPa} = 133,88 \text{ kN/cm}^2$$

A área de aço necessária (A_p) é dada pela Equação 19:

$$A_p = \frac{P_{0,est}}{\sigma_{P_0,lim}} \quad \text{[Equação 18]}$$

$$A_p = \frac{133,33}{133,88} = 0,996 \text{ cm}^2 = 99,6 \text{ mm}^2$$

Escolhe-se então, de acordo com o catálogo do Grupo Arcelor – Belgo, as seguintes especificações:

CP 175 RB E 4,0 mm – 12,6 mm² de área

$$n = \frac{99,6}{12,6} \cong 7,9 \rightarrow 8 \text{ fios}$$

Escolheu-se 8 fios para respeitar a condição de simetria imposta ao cálculo da armadura estimada, portanto, a área efetiva (A_e):

$$A_e = 8 \cdot 12,6 = 100,8 \text{ mm}^2 = 1,0 \text{ cm}^2$$

7.3 CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA

7.3.1 ÁREA DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA

De acordo com o item 9.6.3.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, os cálculos envolvendo elementos estruturais com pré-tração devem considerar a seção homogeneizada. A área de tal seção pode ser calculada pela Equação 20.

$$A_h = A_c + \alpha_p \cdot A_p - A_p = A_c + A_{cp} \quad \text{[Equação 19]}$$

Em que:

A_h é a área da seção homogeneizada;

A_c é a área da seção bruta;

$A_{cp} = (\alpha_p - 1) \cdot A_p$ é a área de concreto equivalente à área de aço;

A_p é a área de aço;

α_p é a razão modular entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

Ainda de acordo com o item 9.6.3.3.1 da ABNT NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade do concreto a ser considerado deve ser o correspondente à data de protensão, com correções no caso de cura térmica. O módulo de elasticidade é dado adaptando-se a Equação 4.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ckj}}$$

Sendo:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad \text{[Equação 20]}$$

$$\beta_1 = e^{\left\{s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{j}}\right]\right\}} \quad \text{[Equação 21]}$$

Em que:

β_1 é a relação f_{ckj}/f_{ck} ;

s é dado pelo segundo a recomendação de Chust (2005), para cimento ARI e cura a vapor;

j é a data de protensão do concreto em dias.

Logo, pode-se calcular E_{ci} .

$$\beta_1 = e^{\left\{0,119 \left[1 - \sqrt{\frac{28}{1}}\right]\right\}} = 0,60$$

$$f_{ck1} = 0,60 \cdot 45 = 27 \text{ MPa}$$

$$E_{c1} = 5600 \cdot \sqrt{27} = 29100 \text{ MPa}$$

Devido as tensões que atuam na peça, é utilizado o módulo secante (E_{c1s}) para avaliação da seção transversal, logo usando a Equação 7:

$$E_{c1s} = \alpha_i \cdot E_{c1} = 0,9125 \cdot 29100 = 26554 \text{ MPa}$$

Dessa forma:

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{c1s}} = \frac{200.000}{26554} = 7,532$$

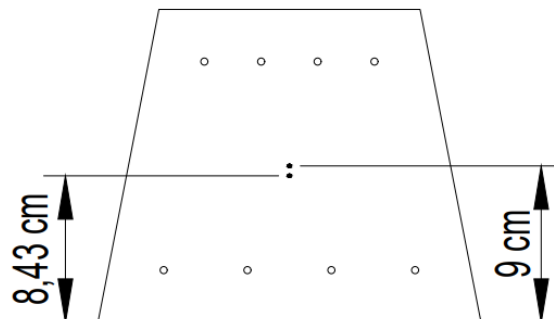
Por fim, pode-se calcular a área da seção homogeneizada:

$$A_h = 333 + (7,532 - 1) \cdot 1,008 = 339,58 \text{ cm}^2$$

7.3.2 MÓDULOS DE RESISTÊNCIA DA SEÇÃO HOMOGENEIZADA

Adotou-se cobertura nominal de 30 mm, como indicado no item A.5 do anexo A da ABNT NBR 11709:2015. Dessa forma, tem-se a seguinte Figura 9 mostrando o desenho da seção transversal:

Figura 8: Seção transversal no meio do vão do dormente



Fonte: Autor (2022)

Assim, calcula-se o centro de gravidade da seção homogeneizada, como dado pela Equação 23.

$$Y_{cg,h} = \frac{\sum A_i \cdot Y_{cgi}}{\sum A_i} = \frac{A_c \cdot Y_{cg,c} + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot Y_{cg,p}}{A_h} \quad [\text{Equação 22}]$$

$$Y_{cg,h} = \frac{333 \cdot 8,4324 + (7,532 - 1) \cdot 1,008 \cdot 9}{339,584} = 8,4434 \text{ cm}$$

Dessa forma, $y_{1h} = 8,44 \text{ cm}$ e $y_{2h} = -9,56 \text{ cm}$.

O recálculo da inércia pode ser dado pela Equação 24.

$$I_{cg,h} = I_{cg} + A_c \cdot Y_{cg}^2 + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot Y_{cg,p}^2 - A_h \cdot Y_{cg,h}^2 \quad [\text{Equação 23}]$$

$$I_{cg,h} = 32562 + 333 \cdot 8,4324^2 + (7,532 - 1) \cdot 1,008 \cdot 9^2 - 339,584 \cdot 8,443^2$$

$$I_{cg,h} = 32564,08 \text{ cm}^4$$

Por fim, calcula-se os novos módulos de resistência.

$$W_{1,h} = \frac{I_{cg,h}}{y_{1,h}} = \frac{32564,08}{8,443} = 3856,75 \text{ cm}^3 = 0,003856 \text{ m}^3$$

$$W_{2,h} = \frac{I_{cg,h}}{y_{2,h}} = \frac{32564,08}{-9,567} = -3407,5 \text{ cm}^3 = -0,003407 \text{ m}^3$$

7.3.3 ESFORÇOS SOLICITANTES NA SEÇÃO HOMOGENEIZADA

Utiliza-se as novas informações da seção homogeneizada para calcular os esforços atuantes sobre ela, analogamente ao item 7.2 deste trabalho.

Para o peso próprio do dormente:

$$\sigma_{1g,h} = \frac{M_{g1}}{W_{1h}} = \frac{0,8983}{0,003857} = 232,93 \text{ kN/m}^2 = 0,233 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2g,h} = \frac{M_{g1}}{W_{2h}} = \frac{0,8983}{-0,00341} = -263,64 \text{ kN/m}^2 = -0,264 \text{ MPa}$$

Para o maior momento positivo no meio do vão:

$$\sigma_{1+,h} = \frac{M_+}{W_{1h}} = \frac{21,57}{0,003857} = 5585,86 \text{ kN/m}^2 = 5,586 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2+,h} = \frac{M_+}{W_{2h}} = \frac{21,57}{-0,00341} = -6337,85 \text{ kN/m}^2 = -6,338 \text{ MPa}$$

Para o maior momento negativo no meio do vão:

$$\sigma_{1-,h} = \frac{M_-}{W_{1h}} = \frac{-15,13}{0,003857} = -3922,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = -3,923 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2-,h} = \frac{M_-}{W_{2h}} = \frac{-15,13}{-0,00341} = 4440,2 \text{ kN/m}^2 = 4,440 \text{ MPa}$$

7.4 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO INICIAL

A força de protensão inicial pode ser dada segundo a Equação 25. Em que a tensão da armadura de protensão (σ_{P_i}) é dada de acordo com o item 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2014.

$$P_i = \sigma_{P_i} \cdot A_p \quad \text{[Equação 24]}$$

Em que:

P_i é a força de protensão inicial;

σ_{P_i} é a tensão inicial da armadura de protensão;

A_p é a área de aço efetiva.

$$P_i = 133,88 \cdot 0,108 = 134,95 \text{ kN}$$

7.5 VALORES REPRESENTATIVOS DE ESTADOS DE FORÇA DE PROTENSÃO

Para aços de relaxação baixa, as perdas iniciais por atrito e acomodação das ancoragens da armadura são, de acordo com Hanai (2005), estimadas em aproximadamente 3%. Dessa forma, a força de pós acomodação P_a é:

$$P_a = 0,97 \cdot P_i \quad \text{[Equação 25]}$$

Em que:

P_a é a força de pós acomodação.

$$P_a = 0,97 \cdot 134,95 = 130,90 \text{ kN}$$

A tensão na armadura (σ_{P_a}), devido a P_a é igual a:

$$\sigma_{P_a} = \frac{P_a}{A_p} \quad \text{[Equação 26]}$$

$$\sigma_{P_a} = \frac{130,90}{1,008} = 129,86 \text{ kN/cm}^2$$

A tensão no concreto provocada pela força de acomodação P_a na fibra correspondente ao CG da armadura de protensão é dada pela Equação 28:

$$\sigma_{c,P_a} = - \left(\frac{P_a}{A_h} + \frac{P_a \cdot e_{ph}^2}{I_h} \right) \quad \text{[Equação 27]}$$

Em que:

σ_{c,P_a} é a tensão no concreto provocada pela força de acomodação;

A_h, I_h, e_{ph} são características da seção homogeneizada dadas no item 7.3.

$$\sigma_{c,P_a} = - \left(\frac{130,90}{339,58} + \frac{130,90 \cdot (9 - 8,43)^2}{32564,08} \right) = -0,387 \text{ kN/cm}^2$$

A Equação 29 fornece a tensão inicial na armadura (σ_{P_0}), logo após a transferência de tensões ao concreto.

$$\sigma_{P_0} = \sigma_{P_a} - \alpha_p \cdot \sigma_{c,P_a} \quad [\text{Equação 28}]$$

$$\sigma_{P_0} = 129,86 - 7,532 \cdot 0,387 = 126,95 \text{ kN/cm}^2$$

Assim, é possível calcular o valor da força inicial (P_0) instalada, que leva em conta as perdas devidas à deformação imediata do concreto.

$$P_0 = \sigma_{P_0} \cdot A_p \quad [\text{Equação 29}]$$

$$P_0 = 126,95 \cdot 1,008 = 127,96 \text{ kN}$$

Pode-se perceber que esse valor se aproxima do estimado no item 7.2.4 deste trabalho. Portanto as estimativas foram coerentes.

7.6 CÁLCULO DAS PERDAS PROGRESSIVAS

Para cálculo das perdas progressivas da protensão, utiliza-se o processo simplificado, contemplado no item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014. Tal processo pode ser recorrido, quando satisfeitas as seguintes condições:

- a) a concretagem do elemento estrutural, bem como a protensão, são executadas, cada uma delas, em fases suficientemente próximas para que se desprezem os efeitos recíprocos de uma fase sobre a outra;
- b) os cabos possuem entre si afastamentos suficientemente pequenos em relação à altura da seção do elemento estrutural, de modo que seus efeitos possam ser supostos equivalentes ao de um único cabo, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos cabos componentes, situado na posição da resultante dos esforços neles atuantes (cabo resultante).

Outras considerações que devem ser feitas, são em relação a retração do concreto, que depende de propriedades do material, da peça e de fatores externos, são esses fatores: umidade relativa do ambiente, consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça. Abaixo são mostradas as considerações adotadas neste trabalho:

- a) U = umidade relativa do ar = 70% (ao ar livre)
- b) Temperatura média diária do ambiente = 20°C
- c) Tempo inicial $t_0 = 1$ dia
- d) Tempo final $t = \infty \approx 10.000$ dias
- e) Slump = 5 a 9 cm

Nas perdas progressivas de protensão, os fenômenos associados são: relaxação da armadura ativa, fluência e retração do concreto. O cálculo da fluência e da retração do concreto é feito com base no Anexo A da ABNT NBR 6118:2014.

7.6.1 FLUÊNCIA DO CONCRETO

A perda relacionada a fluência do concreto, é calculada usando como referência o item A.2.2.3 da ABNT NBR 6118:2014, ou seja, a deformação devido a fluência é dada pela Equação 31.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d \quad [\text{Equação 30}]$$

Em que:

$\varphi_{d\infty}$ é o coeficiente de deformação lenta reversível;

$\varphi_{f\infty}$ é o coeficiente de deformação lenta irreversível obtido pela Equação 32;

φ_a é coeficiente de fluência rápida obtido pela Equação 35;

β_f é o coeficiente relativo à deformação lenta irreversível obtido pela figura A.2 da ABNT NBR 6118:2014.

β_d é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível obtido pela Equação 36.

Assim,

$$\varphi_{d\infty} = 0,4 \text{ (Item A.2.2.3 ABNT NBR 6118:2014)}$$

$$\varphi_{f\infty} = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \quad [\text{Equação 31}]$$

$$\varphi_{1c} = 2,0 \text{ (Tabela A.1 ABNT NBR 6118:2014)}$$

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} \quad [\text{Equação 32}]$$

Sendo:

$$h_{fic} = \gamma \cdot \text{Relação Geométrica} \quad [\text{Equação 33}]$$

$$\gamma = 1,5 \text{ (Tabela A.1 ABNT NBR 6118:2014)}$$

$$h_{fic} = 1,5 \cdot 9,04 = 13,6 \text{ cm} = 0,136 \text{ m}$$

Portanto,

$$\varphi_{2c} = \frac{42 + 13,6}{20 + 13,6} = 1,656$$

Por fim,

$$\varphi_{f\infty} = 2,0 \cdot 1,656 = 3,311$$

$$\varphi_a = 0,8[1 - \beta_i] \quad \text{[Equação 34]}$$

$$\varphi_a = 0,8[1 - 0,6] = 0,32$$

Considerando que a idade fictícia do concreto será aquela em que o concreto atinge 60% do f_{ck} , pois a resistência considerada foi de $f_{ck1} = 27 \text{ MPa}$:

$$t_0 = 0,6 \cdot 28 \approx 16 \text{ dias}$$

Os valores de $\beta_f(t)$ e $\beta_f(t_0)$ são obtidos utilizando-se a Figura A.1 ABNT NBR 6118:2014 como referência. Assim:

$$\beta_f(t) = \beta_f(10.000) = 0,98$$

$$\beta_f(t_0) = \beta_f(16) = 0,32$$

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70} \quad \text{[Equação 35]}$$

$$\beta_d(t) = \frac{10000 - 16 + 20}{10000 - 16 + 70} = 0,995$$

Por fim, pode-se calcular $\varphi(t, t_0)$ pela Equação 31.

$$\varphi(t, t_0) = 0,32 + 3,311[0,98 - 0,32] + 0,4 \cdot 0,995 = 2,903$$

7.6.2 RETRAÇÃO DO CONCRETO

A perda relacionada a retração do concreto, é calculada usando como referência o item A.2.3.2 da ABNT NBR 6118:2014, ou seja, a deformação devido à retração é dada pela Equação 37.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad \text{[Equação 36]}$$

Em que:

$\varepsilon_{cs\infty}$ é o valor final da retração obtido pela Equação 38.

β_s é o coeficiente relativo à retração, obtido pela Figura A.3 da ABNT NBR 6118:2014.

$$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \quad [\text{Equação 37}]$$

$$\varepsilon_{1s} = -5,0 \times 10^{-4} \quad (\text{Tabela A.1 da ABNT NBR 6118:2014})$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 + 3 \cdot h_{fic}} \quad [\text{Equação 38}]$$

$$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot 13,6}{20,8 + 3 \cdot 13,6} = 0,977$$

$$\varepsilon_{cs\infty} = -5,0 \times 10^{-4} \cdot 0,977 = -4,889 \times 10^{-4}$$

Os valores de $\beta_s(t)$ e $\beta_s(t_0)$ são obtidos utilizando-se a Figura A.3 ABNT NBR 6118:2014 como referência. Assim:

$$\beta_s(t) = \beta_s(10.000) = 1,0$$

$$\beta_s(t_0) = \beta_s(16) = 0,21$$

Por fim, pode-se calcular $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ pela Equação 37.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = -4,889 \times 10^{-4} [1,0 - 0,21] = -3,863 \times 10^{-4}$$

7.6.3 RELAXAÇÃO DO AÇO

A intensidade da relaxação do aço é determinada pelo coeficiente obtido na Equação 40. Dada em concordância com o item 9.6.3.4.5 da ABNT NBR 6118:2014, que determina que para o tempo infinito, pode-se considerar que o coeficiente de relaxação do aço seja:

$$\psi(t, t_0) = \psi(t_\infty, t_0) \cong 2,5 \cdot \psi_{1000} \quad [\text{Equação 39}]$$

Para tal cálculo, é preciso analisar a relação dada abaixo:

$$\frac{\sigma_{Po}}{f_{ptk}} = \frac{127,96}{175} = 0,725 \rightarrow \sigma_{Po} = 0,725 \cdot f_{ptk}$$

Na tabela 8.4 da ABNT NBR 6118:2014, para perdas de tensão entre 50% a 80% da resistência característica f_{ptk} e para cordoalhas de aço de relaxação baixa, tem-se que:

$$\sigma_{Po} = 0,70 \cdot f_{ptk} \rightarrow \psi_{1000} = 2,5\%$$

$$\sigma_{Po} = 0,80 \cdot f_{ptk} \rightarrow \psi_{1000} = 3,5\%$$

$$\text{Interpolando: } \sigma_{Po} = 0,74 \cdot f_{ptk} \rightarrow \psi_{1000} = 2,9\%$$

Dessa forma, aplicando a Equação 40:

$$\psi(t, t_0) = 2,5 \cdot 0,029 = 0,0725$$

7.7 TENSÕES INICIAIS NA SEÇÃO DE CONCRETO

O item 9.6.3.4.2 da ABNT NBR 6118:2014 fornece uma forma simplificada de cálculo das perdas e deformações progressivas no concreto. Apresentada na Equação 41.

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p - \alpha_p \cdot \sigma_{c, P_{0g}} \cdot \varphi(t, t_0) - \sigma_{P_0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad [\text{Equação 40}]$$

Em que:

$\sigma_{c, P_{0g}}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pela protensão e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se for de compressão;

$\chi(t, t_0)$ o coeficiente de fluência do aço.

A definição e cálculo dos outros elementos são dadas abaixo:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] \quad [\text{Equação 41}]$$

$$\chi(t, t_0) = -\ln [1 - 0,0725] = 0,0753$$

$$\chi_p = 1 - \chi(t, t_0) \quad [\text{Equação 42}]$$

$$\chi_p = 1 - 0,0753 = 0,9247$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0) \quad [\text{Equação 43}]$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot 2,9033 = 2,4516$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \quad [\text{Equação 44}]$$

$$\eta = 1 + (8,43 - 9)^2 \cdot \frac{333}{32562} = 1,0058$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad [\text{Equação 45}]$$

$$\rho_p = \frac{1,008}{333} = 0,00189$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad [\text{Equação 46}]$$

$$\alpha_p = \frac{200000}{41134,71} = 4,862$$

$$\sigma_{c,P_0g} = \frac{M_g \cdot y_{cg}}{I_c} - \frac{P_0}{A_c} \cdot \eta \quad [\text{Equação 47}]$$

$$\sigma_{c,P_0g} = \frac{89,83 \cdot 8,43}{32562} - \frac{127,96}{333} \cdot 1,0058 = -0,38627 \text{ kN/cm}^2$$

As perdas progressivas são, portanto:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = -23,65 \text{ kN/cm}^2$$

A ABNT NBR 6118:2014, limita as perdas de progressão em 25%. Conferindo os cálculos:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{\sigma_{p_0}} = \frac{23,65}{126,95} = 18,63\% < 25\%$$

Pode-se então calcular a tensão de protensão final (σ_{P_∞}) e a força de protensão final (P_∞):

$$\sigma_{P_\infty} = \sigma_{P_0} - \Delta\sigma_p \quad [\text{Equação 48}]$$

$$\sigma_{P_\infty} = 126,95 - 23,65 = 103,30 \text{ kN/cm}^2$$

$$P_\infty = \sigma_{P_\infty} \cdot A_p \quad [\text{Equação 49}]$$

$$P_\infty = 103,30 \cdot 1,008 = 104,12 \text{ kN}$$

As forças efetivas de protensão ao longo do tempo são:

$$P_i = 134,95 \text{ kN}$$

$$P_a = 130,90 \text{ kN}$$

$$P_0 = 127,96 \text{ kN}$$

$$P_\infty = 104,11 \text{ kN}$$

E a força de protensão necessária foi calculada no item 7.2.3 desse trabalho.

$$P_{nec} = 60 \text{ kN}$$

Logo, a peça atende às combinações de esforços.

7.8 VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA

As tensões limites são calculadas conforme as especificações do item 17.2.4.3 da ABNT NBR 6118:2014.

7.8.1 CÁLCULO DAS TENSÕES LIMITES

Para o cálculo das tensões limites, leva-se em consideração as recomendações dos itens 17.2.4.3 da ABNT NBR 6118:2014.

7.8.1.1 Estado em vazio

Para a verificação do estado em vazio, seguiu-se as seguintes premissas: a cura foi feita a vapor e na data da protensão, o concreto já adquiriu 60% da sua resistência característica à compressão aos 28 dias. As tensões limitantes são dadas pela Equação 51 e pela Equação 52.

$$\sigma_{c,lim} = 0,7 \cdot f_{ckj} \quad \text{[Equação 50]}$$

$$\sigma_{ct,lim} = 1,2 \cdot f_{ctkj_{inf}} \quad \text{[Equação 51]}$$

Em que:

$\sigma_{c,lim}$ é a tensão limitante de compressão, evita a microfissuração por compressão do concreto;

$\sigma_{ct,lim}$ é a tensão limitante de tração, a ABNT NBR 6118:2014 permite fazer um cálculo equivalente ao cálculo do momento de ruptura.

Dessa forma:

$$f_{ckj} = 0,6 \cdot 45 = 27 \text{ MPa}$$

Quanto a resistência à compressão:

$$\sigma_{c,lim} = 0,7 \cdot 27 = 18,9 \text{ MPa}$$

Quanto à resistência à tração:

$$f_{ctj,m} = 0,30 \cdot f_{ckj}^{2/3} = 0,30 \cdot 27^{2/3} = 2,70 \text{ MPa}$$

$$f_{ctkj_{inf}} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 2,70 = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct,lim} = 1,2 \cdot 1,89 = 2,27 \text{ MPa}$$

7.8.1.2 Estado em serviço

Para a verificação do estado em serviço, considera-se que o concreto já atingiu sua resistência característica à compressão de projeto, neste caso, 45 MPa. Assim, pode-se usar as mesmas Equações do item 7.8.1.1 deste trabalho.

Quanto a resistência à compressão:

$$\sigma_{c,lim} = 0,7 \cdot 45 = 31,5 \text{ MPa}$$

Quanto à resistência à tração:

$$f_{ct,m} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,30 \cdot 45^{2/3} = 3,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk_{inf}} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,7 \cdot 3,80 = 2,657 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ct,lim} = 1,2 \cdot 2,657 = 3,19 \text{ MPa}$$

7.8.2 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NO CASO DE COMBINAÇÕES ESPECIAIS

Para referência, é utilizada as normas ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 9062:2017.

Dessa forma calcula-se as tensões devido as cargas permanentes e devido a força P_0 .

Para as fibras inferiores:

$$\sigma_{1P_0} = - \left(\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \cdot e_{ph}}{W_{1h}} \right) \quad [\text{Equação 52}]$$

$$\sigma_{1P_0} = - \left(\frac{127,96}{339,58} + \frac{127,96 \cdot (9 - 8,43)}{3856,747} \right) = -0,3925 \text{ kN/cm}^2 = -3,925 \text{ MPa}$$

Analogamente, pode-se adaptar a Equação 53 para as fibras superiores:

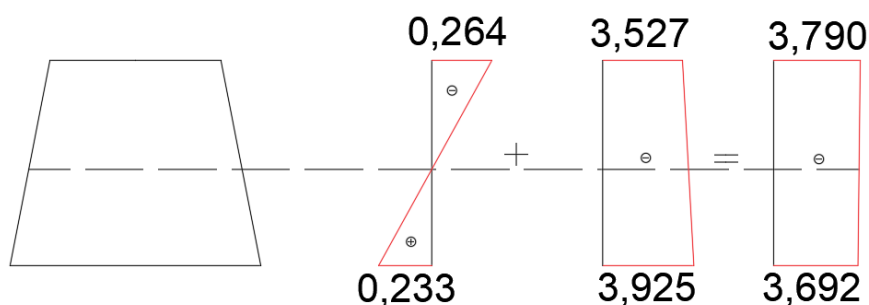
$$\sigma_{2P_0} = - \left(\frac{P_0}{A_{ch}} + \frac{P_0 \cdot e_{ph}}{W_{2h}} \right)$$

$$\sigma_{1P_0} = - \left(\frac{127,96}{339,58} + \frac{127,96 \cdot (9 - 8,43)}{-3407,5} \right) = -0,35268 \text{ kN/cm}^2 = -3,527 \text{ MPa}$$

7.8.2.1 Fase de fabricação

Nesta fase, atuam as tensões $g_1 + P_0$. Assim:

Figura 9: Esforços solicitantes na fase de fabricação (em MPa)



Fonte: Autor (2022)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1c} &= \sigma_{1g,h} + \sigma_{1P_0} = 0,233 - 3,925 = -3,692 \text{ MPa} \\ \sigma_{2c} &= \sigma_{2g,h} + \sigma_{2P_0} = -0,264 - 3,527 = -3,790 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} < 18,9 \text{ MPa}$$

7.8.2.2 Fase de transporte

A solicitação dinâmica da fase de transporte, pode ser adotada pela Equação 54, transcrita igualmente como no item 5.3.2.1 da ABNT NBR 9062:2006.

$$g_{ed} \geq \beta_a \cdot g_k \quad \text{[Equação 53]}$$

Em que:

g_k é a carga estática característica permanente;

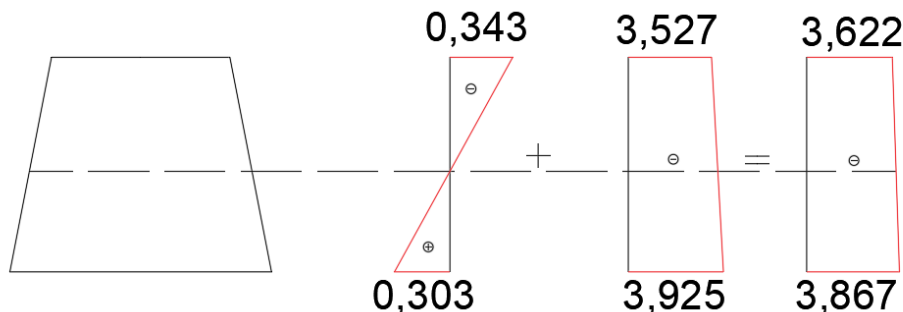
g_{ed} é a carga estática equivalente de cálculo permanente;

β_a é o coeficiente de amplificação dinâmica.

Escolheu-se o coeficiente $\beta_a = 1,3$ para contemplar a ocasião do saque da fôrma, manuseio no canteiro e montagem do elemento.

Assim, Atuando a carga $1,30 \cdot g_1 + P_0$.

Figura 10: Esforços solicitantes na fase de transporte (em MPa)



Fonte: Autor (2022)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{1c} &= \sigma_{1g,h} + \sigma_{1P_0} = 1,3 \cdot 0,233 - 3,925 = -3,622 \text{ MPa} \\ \sigma_{2c} &= \sigma_{2g,h} + \sigma_{2P_0} = 1,3 \cdot (-0,264) - 3,527 = -3,867 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} < 18,9 \text{ MPa}$$

7.8.3 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES PARA A COMBINAÇÃO DE UTILIZAÇÃO

Para referência, é utilizada as normas ABNT NBR 8681:2003 e ABNT NBR 9062:2017.

Dessa forma calcula-se as tensões devido as cargas permanentes e devido a força P_∞ .

Adaptando a Equação 53, para as fibras inferiores:

$$\sigma_{1P_\infty} = - \left(\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \cdot e_{ph}}{W_{1h}} \right)$$

$$\sigma_{1P_0} = -\left(\frac{104,12}{339,58} + \frac{104,12 \cdot (9 - 8,43)}{3856,747}\right) = -0,3219 \text{ kN/cm}^2 = -3,219 \text{ MPa}$$

Analogamente, para as fibras superiores:

$$\sigma_{2P_\infty} = -\left(\frac{P_\infty}{A_{ch}} + \frac{P_\infty \cdot e_{ph}}{W_{2h}}\right)$$

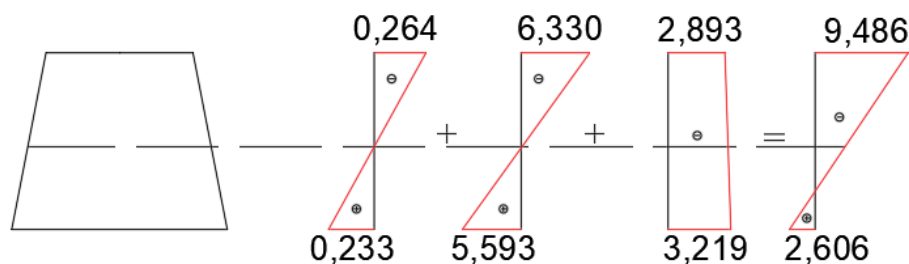
$$\sigma_{1P_0} = -\left(\frac{104,12}{339,58} + \frac{104,12 \cdot (9 - 8,43)}{-3407,5}\right) = -0,28926 \text{ kN/cm}^2 = -2,893 \text{ MPa}$$

7.8.3.1 Combinação frequente de ações

A verificação das tensões para a combinação frequente de ações é feita para os dois momentos que devem ser considerados conforme a AREMA (1997).

Dessa forma, para o maior momento positivo no meio do vão, atuando $g_1 + \psi \cdot q + P_\infty$ com $\psi = 1,0$:

Figura 11: Esforços solicitantes para combinação frequente de ações do momento positivo (em MPa)



Fonte: Autor (2022)

$$\sigma_{1c+} = \sigma_{1g,h} + \psi \cdot \sigma_{1+,h} + \sigma_{1P_\infty}$$

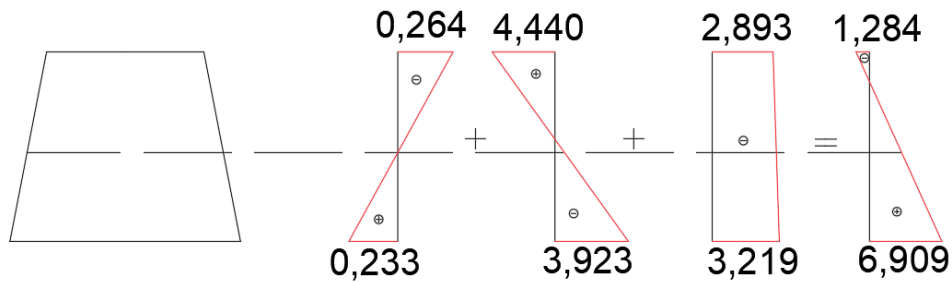
$$\sigma_{1c+} = 0,233 + 1,0 \cdot 5,593 - 3,219 = 2,606 \text{ MPa} < 3,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2c+} = \sigma_{2g,h} + \psi \cdot \sigma_{2+,h} + \sigma_{2P_\infty}$$

$$\sigma_{2c+} = -0,264 + 1,0 \cdot (-6,330) - 2,893 = -9,486 \text{ MPa} < 31,5 \text{ MPa}$$

Analogamente, para o maior momento negativo no meio do vão, atuando $g_1 + \psi \cdot q + P_\infty$ com $\psi = 1,0$

Figura 12: Esforços solicitantes para combinação frequente de ações do momento negativo (em MPa)



Fonte: Autor (2022)

$$\sigma_{1c-} = \sigma_{1g,h} + \psi \cdot \sigma_{1-,h} + \sigma_{1P\infty}$$

$$\sigma_{1c-} = 0,233 + 1,0 \cdot (-3,923) - 3,219 = -6,909 \text{ MPa} < 31,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2c-} = \sigma_{2g,h} + \psi \cdot \sigma_{2+,h} + \sigma_{2P\infty}$$

$$\sigma_{2c-} = -0,264 + 1,0 \cdot 4,440 - 2,893 = 1,284 \text{ MPa} < 3,19 \text{ MPa}$$

7.10 ESTADO LIMITE ÚLTIMO

7.10.1 MOMENTO FLETOR ÚLTIMO

7.10.1.1 Cálculo da deformação de pré-alongamento

Para definição da deformação de pré-alongamento, primeiro deve-se encontrar qual o valor da tensão do concreto ao nível da armadura de protensão (σ_{cp}). Dado pela Equação 55.

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{\infty}}{A_c} + \frac{P_{\infty} \cdot e_p^2}{I_c} \quad [\text{Equação 54}]$$

$$\sigma_{cp} = \frac{(-104,12)}{333} + \frac{(-104,12) \cdot (9 - 8,43)^2}{32562} = -0,3137 \text{ kN/cm}^2$$

A força de protensão para o cálculo da deformação de pré-alongamento é dada por:

$$P_n = P_{\infty} + \alpha_p \cdot A_p \cdot \sigma_{cp} \quad [\text{Equação 55}]$$

Em que:

α_p é a relação modular $\frac{E_p}{E_{ci}}$

$$P_n = -104,12 - \left(\frac{200000}{41134,71} \right) \cdot 1,008 \cdot 0,3137 = -105,66 \text{ kN}$$

De acordo com o item A.9.1.7.10 da ABNT NBR 11709:2015, a força P_n deve ser ponderada por um coeficiente γ_p , sendo:

$\gamma_p = 0,9$, considerando a situação mais desfavorável

$$P_{nd} = \gamma_p \cdot P_n \quad [\text{Equação 56}]$$

$$P_{nd} = 0,9 \cdot (-105,66) = -95,09 \text{ kN}$$

Portanto, calcula-se a tensão de pré-alongamento pela Equação 58.

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{|P_{nd}|}{A_p \cdot E_p} \quad [\text{Equação 57}]$$

$$\varepsilon_{pnd} = \frac{|-95,09|}{1,008 \cdot 20000} = 0,00472 = 4,72 \text{ ‰}$$

Adotou-se a tensão na armadura de protensão para o cálculo do momento fletor último. Considerou-se o caso de redução da seção transversal, por ser mais crítico. Assim, a linha neutra pode ser dada pela Equação 59:

$$x = \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p + f_{yd} \cdot A_s - f_{yd}' \cdot A_s'}{0,80 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_w} \quad [\text{Equação 58}]$$

Sendo,

$$\sigma_{pd} = \gamma_p \cdot \frac{f_{pyk}}{\gamma_c} \quad [\text{Equação 59}]$$

$$\sigma_{pd} = 0,9 \cdot \frac{175}{1,15} = 136,96 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto:

$$x = \frac{136,96 \cdot 1,008}{0,80 \cdot \left(\frac{4,5}{1,4}\right) \cdot 0,8 \cdot 22} = 3,05 \text{ cm}$$

A deformação na armadura de protensão, supondo domínio 3 ou 4, será dada pela Equação 61:

$$\frac{\varepsilon_{cd}}{\varepsilon_{p1d}} = \frac{x}{d_p - x} \quad [\text{Equação 60}]$$

$$\frac{3,5\text{‰}}{\varepsilon_{p1d}} = \frac{3,05}{9 - 3,05} \rightarrow \varepsilon_{p1d} = 6,83\text{‰} < 10\text{‰} \therefore \text{domínio 3 ou 4}$$

Para descobrir o domínio da peça, aplica-se a Equação 62:

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} \quad [\text{Equação 61}]$$

$$\varepsilon_{pyd} = \frac{1369,6}{200000} = 6,84\% \sim 6,83\% \therefore \text{domínio 3}$$

Portanto, o momento fletor último pode ser dado, de acordo com Gilson B. Fernandes (2006), pela Equação 63.

$$M_u = 0,64 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d_p - 0,4 \cdot x) + A'_p \cdot \sigma'_{pd} \cdot (d_p - d'_p) \quad [\text{Equação 62}]$$

$$M_u = 0,64 \cdot 22 \cdot 3,05 \cdot \left(\frac{4,5}{1,4}\right) \cdot (14,8 - 0,4 \cdot 3,05) + 0,504 \cdot 136,96 \cdot (14,8 - 3,2)$$

$$M_u = 2675,23 \text{ kN} \cdot \text{cm} = 26,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

7.10.2 CÁLCULO DA ARMADURA PASSIVA

Como o momento de cálculo é menor que o momento último resistente, ou seja,

$$M_d = 21,57 \text{ kN} \cdot \text{m} < M_u = 26,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Não há necessidade de armadura passiva, adota-se então a armadura mínima. De acordo com o item 17.3.5.2.1 da ABNT NBR 6118:2014, a taxa de armadura mínima é $\rho_{\text{mín}} = 0,15\%$.

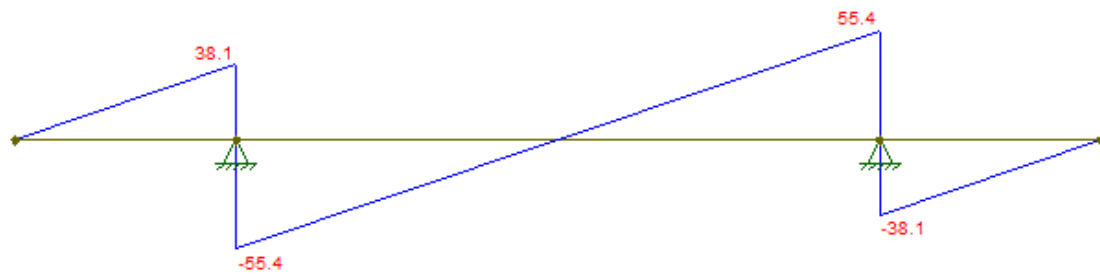
$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_{s,\text{mín}} = A_c \cdot \rho_{\text{mín}} = 333 \cdot 0,0015 = 0,5 \text{ cm}^2$$

7.10.3 CÁLCULO DA ARMADURA DE COMBATE À CORTANTE

7.10.3.1 Diagrama de esforço cortante

Para obtenção do diagrama de esforço cortante, utilizou-se o programa Ftool, com o modelo de cálculo dado pelo manual da AREMA (1997), apresentado no item 6.1 deste trabalho, os resultados são mostrados na Figura

Figura 13: Diagrama de esforço cortante (em kN)



Fonte: Autor (2022)

Para vias de verificação, esse valor será majorado pelo coeficiente $\gamma_q = 1,4$. Sendo assim,

$$S_d = 55,4 \cdot 1,4 = 77,56 \text{ kN}$$

7.10.3.2 Verificação da diagonal comprimida

Na verificação da diagonal comprimida, foi utilizado como referência o modelo I do item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118, este modelo tem duas suposições básicas:

- As diagonais de compressão estão inclinadas em 45 graus em relação ao eixo longitudinal;
- A parcela complementar V_c tem valor constante.

Assim, a verificação é dada conforme a Equação 64.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad [\text{Equação 63}]$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) \cdot \left(\frac{4,5}{1,4}\right) \cdot 18,72 \cdot (18 - 8,43) = 127,5 \text{ kN}$$

Assim,

$$V_{Rd2} = 127,5 \text{ kN} > S_d = 77,56 \text{ kN}$$

Portanto, a peça está dimensionada.

7.10.3.3 Verificação do esforço cortante absorvido pelo concreto

Ainda, utilizando o Modelo de cálculo I apresentado no item 17.4.2.2 da ABNT NBR 6118, o esforço cortante absorvido pelo concreto é dado por:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot d \quad [\text{Equação 64}]$$

$$V_{c0} = 0,6 \cdot \frac{0,266}{1,4} \cdot 18,72 \cdot (18 - 8,43) = 20,42 \text{ kN}$$

Na presença da protensão, que representa flexo-compressão, a resistência ao esforço cortante é dada por:

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_o}{M_{Sd,máx}} \right) \leq 2 \cdot V_{c0} \quad [\text{Equação 65}]$$

Sendo,

$$M_o = \gamma_p \cdot P_{\infty} \cdot (e_p + e_{h1}) \quad [\text{Equação 66}]$$

$$e_{h1} = \frac{W_1}{A_c} = \frac{3861,53}{333} = 11,6 \text{ cm}$$

$$M_o = 0,9 \cdot 104,46 \cdot (0,57 + 11,6) = 1143 \text{ kN.cm} = 11,43 \text{ kN.m}$$

Assim, utilizando a Equação 66:

$$V_c = 20,42 \cdot \left(1 + \frac{11,43}{21,57} \right) = 31,24 \text{ kN} < 2 \cdot V_{c0} = 40,84 \text{ kN}$$

Portanto, a peça está dimensionada.

8 CONCLUSÃO

O método de dimensionamento de uma peça de concreto protendido deve ser feito de forma detalhada e seguindo as recomendações literárias e das normas vigentes. Neste trabalho, o uso de um método híbrido de dimensionamento mostrou-se viável para meios acadêmicos, mas não é recomendado a utilização de tal forma de dimensionamento na vida prática do profissional de engenharia civil. Sendo de maior confiabilidade, utilizar o método agraciado na norma ABNT NBR 11709:2015 ou as recomendações da AREMA. Dito isso, as verificações feitas de forma a averiguar a estabilidade e segurança da peça, apontaram que ela trabalha em condições seguras para os esforços e ambientes teorizados ao longo do trabalho. A armadura final adotada foi de 8 fios CP 175 RB E 4,0 mm, totalizando 1,008 cm² de área de aço, disposta igualmente nas bordas inferior e superior do dormente.

Para futuros trabalhos, é sugerida uma comparação numérica entre o método utilizado e o vigente em normas e recomendações nacionais e internacionais, de forma a obter melhores parâmetros de avaliação da confiabilidade e custo-benefício da avaliação teórica presente. Por fim, pode-se afirmar que o objetivo pessoal do discente, de aplicar os conhecimentos adquiridos em sala de aula em uma parte ainda intocada no ambiente acadêmico, foi atingido.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7189: Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias**. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2014.

AZEVEDO, A. C. L. de et al. **Comportamento à flexão de dormentes ferroviários híbridos de GFRP – Concreto**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, n. 4, ago. 2019.

BASTOS, P. S. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista – UNESP: Bauru, 2021.

BRINA, H. L. **Estradas de Ferro I**. Belo Horizonte: Editora UFMG, 1988.

CHUST, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido: Cálculo e detalhamento**. Universidade Federal de São Carlos – UFSCar: São Carlos, 2002.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Procedimentos de Inspeção de Materiais - PIMs. PIM 01 - TRILHO PARA LINHA FÉRREA**. Brasília, 2015.

FERNANDES, G. B. **Solicitações normais e cálculo no estado limite último**. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. Departamento de Estruturas: Campinas, 2006.

GLOBO NEWS. **China investe pesado no transporte ferroviário de cargas**. G1, 2019. Disponível em: <https://g1.globo.com/globonews/jornal-globonews-edicao-das-16/video/china-investe-pesado-no-transporte-ferroviario-de-cargas-6780047.ghtml>. Acesso em: 15 dez. 2021.

HANAI, J. B. **Fundamentos do Concreto Protendido**. Departamento de Engenharia de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo – USP: São Carlos, 2005.

KEDEL. *Recycled Plastic Garden Sleepers*. Disponível em:

<https://www.kedel.co.uk/beams-and-sleepers.html>. Acesso em: 16 dez. 2021.

PRESIDÊNCIA DA REPÚBLICA. **Programa de metas do presidente Juscelino Kubistchek**. Rio de Janeiro, 1958.

QUEIROZ, R. C., NETO, L. T. **Estudo de dormentes de aço sob solicitações verticais, longitudinais e transversais em via permanente ferroviária**. Revista CIATEC – UPF, vol. 5, p. p. 27-34. Universidade de Passo Fundo, 2013.

TRAUTWEIN, M. T. et al. **Estudo Experimental e Numérico de Dormentes de Concreto Protendido**. In: 53º Congresso Brasileiro de Concreto CBC2011, 2011. Anais do 53º Congresso Brasileiro de Concreto, Florianópolis: IBRACON, 2011.

VERDÉLIO, A. **Governo firma acordo com Exército para construção de ferrovia na Bahia**. Agência Brasil, 11 set. 2020. Disponível em:

<https://agenciabrasil.ebc.com.br/politica/noticia/2020-09/governo-firma-acordo-com-exercito-para-construcao-de-ferrovia-na-bahia>. Acesso em: 20 dez. 2021.