



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RECÔNCAVO DA BAHIA
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA LONGARINA
PROTENDIDA DE PONTE: MEMÓRIA DE CÁLCULO.**

Guilherme Alborino Oliveira Viana

Cruz das Almas - BA

Dezembro, 2020

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RECÔNCAVO DA BAHIA
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA LONGARINA
PROTENDIDA DE PONTE: MEMÓRIA DE CÁLCULO.**

Guilherme Alborino Oliveira Viana

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Bacharelado em Engenharia civil, do Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, como base dos requisitos para obtenção do título de graduação.

Cruz das Almas - BA

Dezembro, 2020

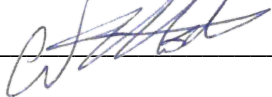
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RECÔNCAVO DA BAHIA
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS
BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE UMA LONGARINA PROTENDIDA DE
PONTE: MEMÓRIA DE CÁLCULO.

Aprovado em: 16 / 12 / 2020

EXAMINADORES:


Prof. Dr. Carlos Frederico Macêdo Cortês - UFRB

_____ 

Prof. Engº. Luciano de Santana Rocha- UFRB

_____ 

Prof. Me. Hélio Guimarães Aragão - UFRB

_____ 

Guilherme Alborino Oliveira Viana

Cruz das Almas, 44380000, Bahia, Brasil

Dezembro, 2020

*“Tudo quanto fizerdes, fazei-o de todo o
coração, como para o Senhor e não para
homens”*

Colossenses 3.23

Aos meus pais, Sr. Darildo Conceição da
Silva e Srª. Ezimari Silva Oliveira, que
não mediram esforços para que eu
chegasse até esta etapa de minha vida.

AGRADECIMENTOS

À Deus que permitiu que tudo isso acontecesse.

A meus pais, as pessoas mais importantes da minha vida, por tudo.

À toda minha família, em especial Gustavo, Gabriel e Priscyla que sempre estiveram presentes quando precisava.

Aos meus orientadores, Prof. ^a Dr. Carlos Frederico Macêdo Cortês e Prof. Eng^o. Luciano de Santana Rocha pela orientação, apoio e confiança, sem vocês esse trabalho não seria possível.

Aos meus amigos, que estiveram comigo ao longo dessa caminhada.

A todos da Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, que direta ou indiretamente, contribuíram para a conclusão desta etapa da minha vida. A todos vocês o meu muito obrigado.

À Biancha, minha noiva, que além do carinho, alegria e atenção, sempre esteve ao meu lado nos momentos difíceis.

À dona Nina, que sempre me apoiou e confiou em mim.

RESUMO

Esta monografia teve como objetivo apresentar um roteiro na forma de uma memória de cálculo para análise e dimensionamento de uma longarina protendida de uma ponte. Para isso, uniu-se conhecimentos adquiridos nas componentes de concreto protendido e pontes, onde propõe-se fazer o dimensionamento da armadura longitudinal de uma longarina, que foi retirada da ponte da tese de (CORTÊS, 2010).

Palavras-chaves: Pontes, Concreto Protendido, Longarina

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1. OBJETIVOS.....	11
1.1.1. Objetivo geral	11
1.1.2. Objetivos específicos	11
2: AÇÕES ATUANTES NA SUPERESTRUTURA.	13
2.1. CARGAS PERMANENTES:	13
2.2. CARGAS ACIDENTAIS	13
2.3. COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS	15
3: METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA.....	17
3.1. REAÇÕES NA LONGARINA.....	17
3.2. CARGAS COMBINADAS SOBRE A LONGARINA	19
3.3. SOLICITAÇÕES NA LONGARINA	20
4: CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS	21
4.1. CONCRETO	21
4.2. AÇO.....	26
4.2.1. ARMADURA PASSIVA.....	26
4.2.2. ARMADURA ATIVA.....	27
5: DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA PROTENDIDA.....	29
5.1. Conceitos Gerais de Protensão	30
5.1.1 Tipos de protensão.....	32
5.2. Conceitos Gerais da Força de Protensão	33
5.2.1. Verificação do Estado-Limite de Formação de Fissura – Combinação Frequente.	37
5.2.2. Verificação do Estado-Limite de Descompressão – Combinação Quase Permanente.....	38
5.3. Perdas de Protensão	39
5.3.1. Perdas Imediatas da Força de Protensão	39
5.3.2. Perdas Progressivas da Força de Protensão	41

5.4. Determinação do número de cordoalhas.....	42
5.5. Verificação para o estado limite último no ato da protensão	43
5.6. Determinação da armadura passiva resistente a flexão	44
5.7. verificação do domínio 3	47
5.7.1. Pré-Alongamento da armadura ativa	48
5.7.2. A verificação do domínio	49
5.7.2.1. Roteiro de cálculo.....	50
6: APLICAÇÃO	53
6.1. Determinação das cargas permanentes	54
5.2. Determinação das cargas acidentais.....	56
6.3. Determinação dos momentos solicitantes	57
6.3. Dimensionamento da longarina.....	61
6.3.1. Determinação da força no ato da protensão e números de cordoalhas necessários.....	65
6.3.2. Verificação para o estado limite último no ato da protensão	66
6.3.3. Determinação da armadura passiva.....	68
6.3.4. verificação do domínio 3	69
6.3.4.1. Roteiro de cálculo.....	70
7: CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	73
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	75

1. INTRODUÇÃO

De acordo com Duarte (2015). “No setor de projetos, devem ter 10 mil calculistas de concreto armado; desses, talvez uns 200 saibam calcular concreto protendido”. Desta forma, surge a necessidade da divulgação de técnicas e aplicações de cálculo e projetos de estruturas protendidas.

Além do mais, o concreto protendido tem diversas utilidades na qual a sua maior vantagem é vencer grandes vãos, como o de pontes e viadutos, onde Freyssenet foi o pioneiro no desenvolvimento de sistemas construtivos para comercialização no Brasil. Segundo (Duarte, 2015), Freyssenet foi o grande pensador que possibilitou que os aços suportassem grandes deformações, permitindo que ao longo tempo o mesmo ainda transferisse esforços de compressão no concreto, fator que é primordial na tecnologia de concreto protendido.

Portanto, o trabalho tem a finalidade de unir conhecimentos adquiridos nas componentes de concreto protendido e pontes, afim de apresentar um roteiro de cálculo simplificado para o dimensionamento de uma longarina para ser utilizada no projeto de uma ponte. Com o desenvolvimento deste roteiro o leitor poderá expandir sua mente para a possível utilização das técnicas protensão.

No capítulo 2, mostrou-se as cargas que atuam na superestrutura, onde buscou-se compreender como é feita a construção dos carregamentos e suas ponderações de majoração.

No capítulo 3, foram apresentados aspectos sobre o posicionamento transversal do trem-tipo para obtenção dos piores carregamentos na longarina. Além disso, mostrou-se como obtemos as solicitações mais desfavoráveis na seção longitudinal da longarina.

No capítulo 4, definimos os parâmetros de cálculo utilizados na tecnologia de concreto protendido de acordo com as características dos materiais.

No capítulo 5, foi feito um passo a passo de como pode ser feito o dimensionamento de uma viga protendida, apresentado todos os fatores que podem ser considerados como critério de dimensionamento.

No capítulo 6, desenvolveu-se o roteiro de cálculo das armaduras longitudinais da longarina protendida, de uma ponte que foi retirada do trabalho de tese Cortês (2010), onde aplicou-se os conhecimentos adquiridos ao longo do curso e principalmente nas matérias de pontes e concreto protendido.

Por fim, no capítulo 7, foram feitas algumas análises do processo de dimensionamento, foi discutido a falta de alguns elementos de cálculo no dimensionamento da estrutura e a importância do devido trabalho de pesquisa. Em suma, este trabalho poderá servir de suporte para outros estudos envolvendo o tema.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo geral

A finalidade deste trabalho é unir os conhecimentos adquiridos nas matérias de concreto protendido e pontes. Que através de um roteiro de cálculo buscou-se apresentar todo dimensionamento simplificado de uma longarina, de modo que, o leitor possa compreender os conceitos da protensão e suas variações e ao mesmo tempo aplica-lo de forma prática somente com a leitura deste material.

1.1.2. Objetivos específicos

- Definir os esforços solicitantes oriundos das cargas permanentes do tabuleiro (peso próprio, guarda-corpo, guarda-rodas e revestimento);
- Determinar os esforços solicitantes provenientes das cargas acidentais do tabuleiro (passeio, multidão e trem-tipo);
- Obtenção das reações de apoio do tabuleiro na longarina, através do programa Ftool, investigando posições do trem tipo afim de se obter os maiores carregamentos solicitantes na ponte. Obtém-se os valores do TB (reação do trem tipo na longarina), Q_i (reação de parte da

carga de multidão, se houver, e as cargas permanentes sobre o tabuleiro, na região do trem tipo) e o Q_e (reação da carga de multidão e as cargas permanentes sobre o tabuleiro, fora da região do trem tipo);

- Estipular os coeficientes de majoração das cargas, os coeficientes de ponderação das combinações e o coeficiente de impacto ϕ ;
- Determinação das cargas combinadas sobre a longarina;
- Determinar o diagrama de momentos fletores e esforços cortantes das respectivas envoltórias para cada longarina da ponte, para todos os estados limites;
- Definir f_{ck} do concreto e respectivo cobrimento das armaduras em função da classe de agressividade;
- Calcular as propriedades geométricas da seção transversal: largura colaborante da seção T, centro geométrica da seção, momento de inércia da seção bruta de concreto, área da seção;
- Estimar a força de protensão necessária;
- Estimar as perdas de protensão;
- Dimensionamento da seção transversal no ELU, com protensão reta ou parabólica: cálculo da armadura de protensão inicial e posicionamento dos feixes de cordoalhas nas seções transversais;
- Cálculo das deformações de pré-alongamento na armadura ativa;
- Verificação da viga protendida no ELU segundo o domínio três: possibilidades do uso da armadura passiva;
- Verificação dos estados limites de serviço.

2: AÇÕES ATUANTES NA SUPERESTRUTURA.

2.1. CARGAS PERMANENTES:

As cargas permanentes são aquelas que atuam durante toda a vida de uma estrutura, já que este trabalho tem o intuito de fazer um dimensionamento completo de uma longarina é importante deixar claro os tipos de carregamentos que a estrutura suportará, neste caso serão: peso próprio (tabuleiro, guarda rodas e o da própria longarina) e a carga de revestimento. Entretanto, o peso próprio do conjunto do tabuleiro/longarina é considerado como uma carga distribuída.

Na etapa de montagem dos carregamentos, considera-se faixas de 1.0 metro de largura no sentido transversal do tabuleiro, onde os guarda rodas contribuem com uma carga distribuída de 15 KN/m, e o revestimento asfáltico com peso específico de 22KN/m³ com espessura de 12 cm - sendo os primeiros 7cm de capeamento e 5cm de recapeamento-, e o peso específico do concreto de 25 KN/m³.

Sendo assim, as cargas serão distribuídas da seguinte forma:

$$PP \text{ tabuleiro} = \text{Espessura do Tabuleiro} \times 2,5 \text{ tf/m}^3$$

$$PP \text{ guarda rodas} = \frac{1,5 \text{ tf/m}}{\text{Espessura do GR}}$$

$$PP \text{ reves asfáltico} = \text{Espessura asfáltica} \times 2,2 \text{ tf/m}^3$$

Além disso, no trecho em que se encontra o guarda rodas, não se faz necessário a aplicação do revestimento asfáltico. Utilizando o programa conhecido como (MARTHA, L.F. FTOOL) pode-se discretizar as cargas para obter as reações nas respectivas longarinas.

2.2. CARGAS ACIDENTAIS

As cargas acidentais também são conhecidas como cargas móveis, essas são oriundas de um sistema de cargas representativas, com valores característicos dos carregamentos

provenientes do tráfego que a estrutura está sujeita em serviço. Logo, essas cargas acidentais são provenientes do trem-tipo adotado e da carga de multidão.

O trem-tipo da NBR 7188:2013 é um veículo de seis rodas que ocupa uma área de 18 m² (3m x 6m). Em torno deste veículo, apenas na faixa de rolamento está presente a carga de multidão, igual a 5KN/m². Todavia, as classes de carregamento mais utilizadas são as de 30 e 45, com veículos de 300 e 450 kN, respectivamente. Cada roda deste veículo representa uma carga pontual de 7,5 tf, com três eixos de cargas afastados entre si em 1,5 metros.

Para ilustrar, segue as características do trem-tipo da seguinte forma:

- $p = 5 \text{ KN/m}^2$ (carga de multidão em toda pista);
- Número de eixos = 3;
- Peso de cada roda (dianteira, intermediária e traseira) = 7,5 tf;
- Distância entre os eixos = 1,5 metros;
- Distância entre os centros de cada roda na parte frontal do veículo = 2 metros;

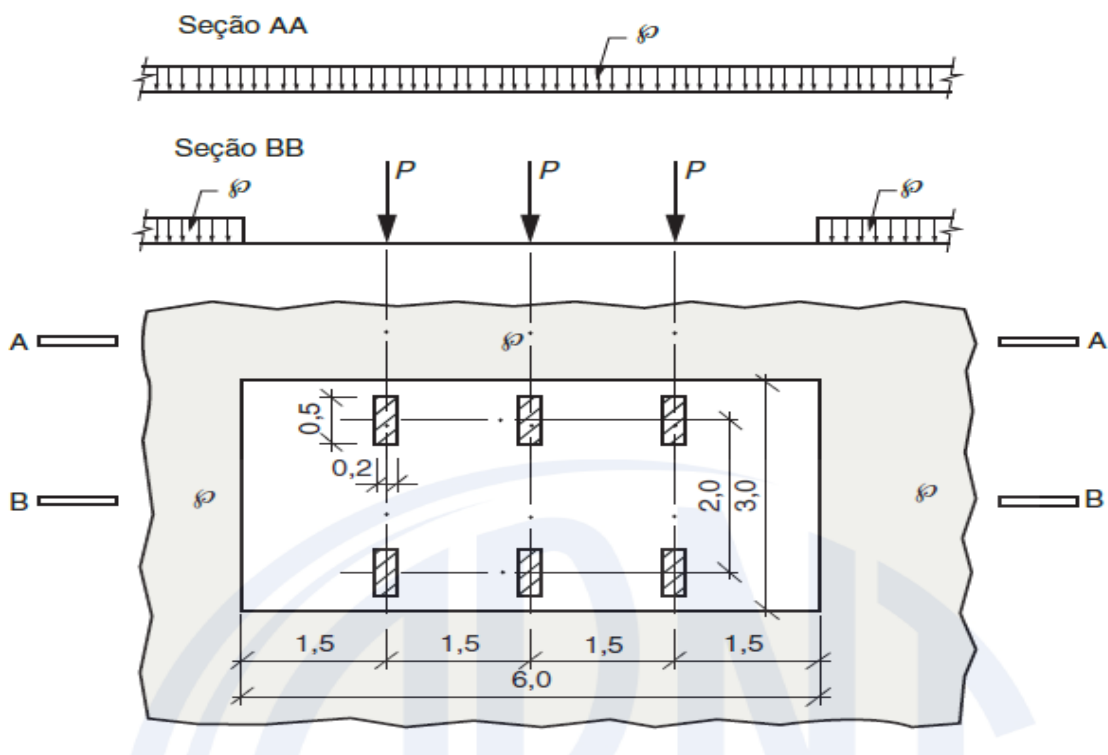


Figura 1-Trem-Tipo

Fonte: ABNT-NBR 7188/2013

2.3. COEFICIENTES DE MAJORAÇÃO DAS CARGAS MÓVEIS

Através de uma analogia entre pontes e estruturas convencionais, percebe-se que, além de uma majoração em função do uso as pontes sofrem ações que são aplicadas bruscamente na estrutura, diferentemente do que acontece nas estruturas convencionais. Logo, a intensidade da carga não irá crescer de forma gradual, isso acontece em virtude das oscilações que são provocadas pelas cargas móveis.

Como o estudo dessas oscilações não é feita de forma trivial, a norma NBR 7188:2013 criou os coeficientes de impacto que majora as cargas móveis atuantes nas estruturas (Trem-tipo e Multidão) assimilando os efeitos dinâmicos causados.

Portanto, o coeficiente de impacto é dado pela equação:

$$\varphi' = CIV \times CIA \times CNF$$

Onde:

- *CIV é o coeficiente de impacto vertical;*
- *CIA é o coeficiente de impacto adicional.*
- *CNF é o coeficiente do número de faixas;*

Surge a necessidade de definir cada um dos três coeficientes, ou seja, o CIV, CIA, CNF, temos:

O coeficiente de impacto vertical (CIV), aumenta consideravelmente todas as ações de carga estática na peça, simulando o efeito dinâmico promovido pelas cargas móveis. Porém, essa majoração não elimina toda necessidade de uma análise dinâmica mais detalhada. Com isso, o coeficiente pode ser dado em duas formas:

- $CIV = 1,35$, para estruturas com vão menor do que 10,0 m;
- $CIV = 1 + 1,06 * \left(\frac{20}{Liv+50}\right)$, para estruturas com vão entre 10,0 e 200,0 m.

Onde;

Liv é o vão em metros para o cálculo CIV, conforme o tipo de estrutura.

Sendo:

- *Liv* usado para estruturas de vão isostático. *Liv*: média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;
- *Liv* é o comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;
- *Liv* é o vão, expresso em metros (m).

O coeficiente de impacto adicional (CIA) majora a carga móvel devido as imperfeições da pista de rolamento ou descontinuidades da mesma, ou seja, devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0 m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional, abaixo definido:

- $CIA = 1,25$, para obras em concreto ou mistas;
- $CIA = 1,15$, para obras em aço.

Coeficiente do número de faixas (CNF), devem ser ajustadas pelo número de faixas do tabuleiro. Este coeficiente é obtido por:

- $CNF = 1 - 0,05 * (N - 2) > 0,9$

Onde:

N é o número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Lembrando que, acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

Importante lembrar que, esse coeficiente não se aplica ao dimensionamento de elementos estruturais transversais ao sentido do tráfego (lajes, transversinas e etc.).

3: METODOLOGIA PARA DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA

3.1. REAÇÕES NA LONGARINA

Neste capítulo precisa-se determinar os maiores esforços em cada longarina da superestrutura, causados por cada combinação de carregamento. Uma vez que, o carregamento principal é móvel, a determinação destes esforços consiste em realizar diversas análises conforme o posicionamento do trem-tipo em diferentes posições da faixa de rolamento. Essas posições são: o trem-tipo com seu eixo direito das rodas totalmente em cima da longarina, idem para o eixo das rodas esquerdas e o trem-tipo centralizado na longarina, esse procedimento deve ser feito em cada longarina.

Essas combinações permitem determinar os maiores valores das reações de apoio em cada longarina. Entretanto, os carregamentos de passeio público, guarda rodas e peso próprio do elemento estrutural investigado são analisados de forma separada, podendo aliviar ou intensificar as reações na superestrutura.

As figuras 2 e 3 representam de forma prática a análise apresentada no parágrafo anterior, onde se posiciona as duas rodas do trem-tipo em cima da longarina acompanhada da carga de multidão (se possível). Vale ressaltar que, o caminhão apresentado nas figuras é uma representação ao trem-tipo.

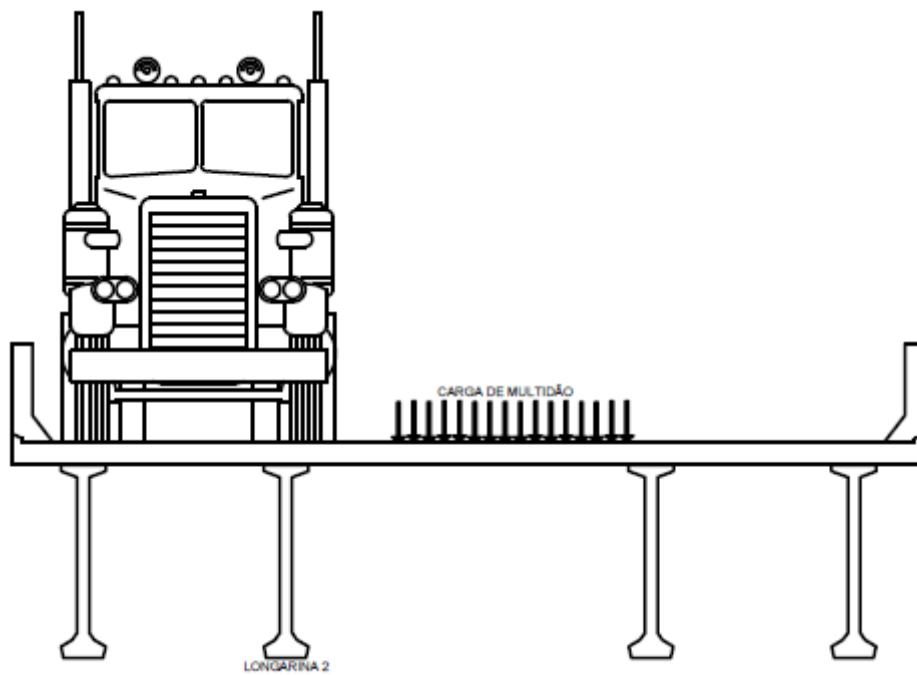


Figura 2- Roda esquerda do trem-tipo em cima da longarina 2

Fonte: Autor

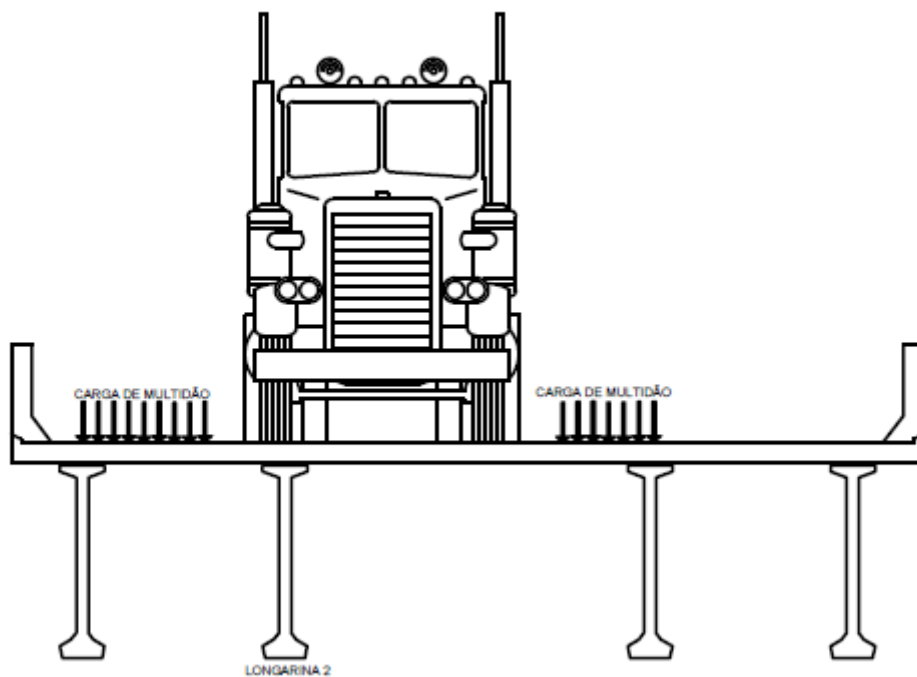


Figura 3- Roda direita do trem-tipo em cima da longarina 2

Fonte: Autor

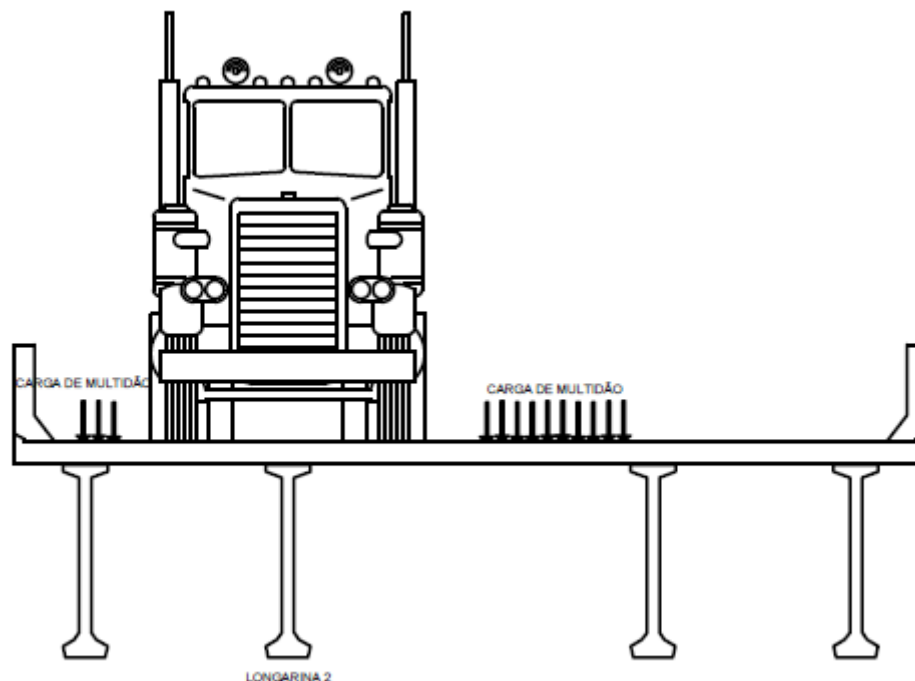


Figura 4- Trem-tipo centralizado na longarina 2

fonte: Autor

Feita a busca da posição mais desfavorável possível do trem-tipo, as que geram as maiores solicitações, pode-se utilizar a ferramenta (MARTHA, L.F. FTOOL) para obter os valores do TB (reação do trem tipo na longarina), Q_i (reação de parte da carga de multidão, se houver, e as cargas permanentes sobre o tabuleiro, na região do trem tipo) e o Q_e (reação da carga de multidão e as cargas permanentes sobre o tabuleiro, fora da região do trem tipo).

3.2. CARGAS COMBINADAS SOBRE A LONGARINA

Como um carregamento é definido pela combinação das ações que tem possibilidades não desprezíveis de agirem simultaneamente sobre a estrutura, durante um tempo pré-estabelecido. A associação das ações deve ser feita de forma que possam ser estabelecido os efeitos mais desvantajosos para a estrutura. Vale salientar que, a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos (ELU) e aos estados limites de serviço (ELS) devem ser realizada em função de combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

Contudo, para a combinação última (ELU), o cálculo será feito para exaustão da eficiência resistente do elemento estrutural de concreto protendido.

As equações a seguir obedecem a (NBR 6118, 2014).

$$Qe = \gamma_g * Qe_{perm} + \psi_0 * \gamma_q * \varphi' * Qe_{acid}$$

$$Qi = \gamma_g * Qi_{perm} + \psi_0 * \gamma_q * \varphi' * Qi_{acid}$$

$$TT = \gamma_q * TB * \varphi'$$

Onde:

- Qe_{perm} , reação na longarina devido a combinação do peso próprio;
- Qe_{acid} , reação na longarina devido a combinação da carga de multidão;
- Qi_{perm} , reação na longarina devido a combinação do peso próprio;
- Qi_{acid} , reação na longarina devido a combinação de parte da carga de multidão, se houver;
- TB , reação na longarina devido o posicionamento do Trem-tipo;
- γ_g , coeficiente de ponderação para ações permanentes;
- γ_q , coeficiente de ponderação para as ações variáveis diretas;
- ψ_0 , fator de redução de combinação para as ações variáveis diretas;
- φ' , coeficiente de majoração das cargas móveis.

3.3. SOLICITAÇÕES NA LONGARINA

Como as combinações já foram feitas e possuindo os valores de TT, Qi e Qe, a próxima etapa é determinar os maiores esforços na longarina. Para isso, o trem-tipo percorre a longarina gerando diferentes esforços em cada seção, devido a essa condição deve-se recorrer à construção de envoltórias de esforços. No entanto, para a construção da envoltória de momentos fletores e esforços cortantes, foi feita uma planilha no Excel, onde basicamente consiste em desenvolver um conjunto de equações que façam o trem-tipo percorrer toda longarina.

As figuras a seguir representam de forma simples como o trem-tipo deve percorre de forma longitudinal o trecho da longarina:

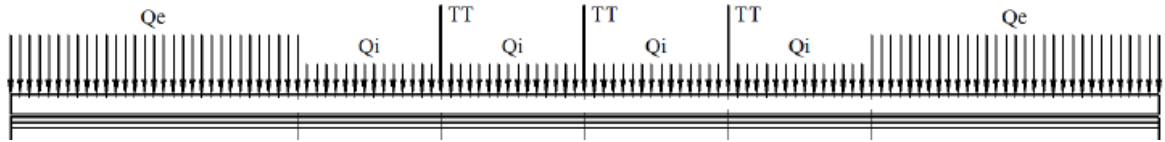


Figura 5- trajetória do trêm-tipo sobre a longarina

Fonte: (CORTÊS, 2010)

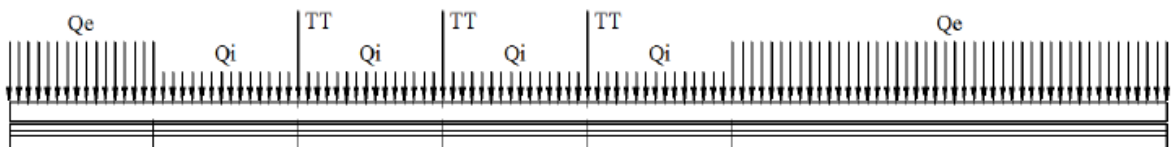


Figura 6- trajetória do trêm-tipo sobre a longarina

Fonte: (CORTÊS, 2010)

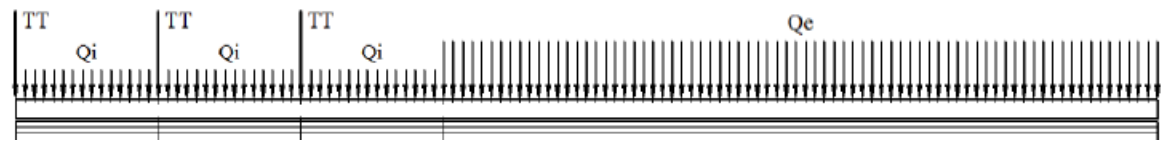


Figura 7- trajetória do trêm-tipo sobre a longarina

Fonte: (CORTÊS, 2010)

Vale ressaltar que, o software Ftool (MARTHA, L.F. FTOOL) possui uma ferramenta para obtenção dos esforços na longarina, o LOAD TRAIN, entrando, com os valores obtidos na configuração do trem-tipo (TT, Qi e Qe), resulta-se um valor bem próximo do Excel, em contrapartida não é possível obter os valores discretizados trecho a trecho ou fazer alterações de forma automatizada.

4: CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS UTILIZADOS

4.1. CONCRETO

De modo que a implementação do sistema de protensão suplica por uma utilização de técnicas mais sofisticadas comparadas ao caso do concreto armado, o controle de qualidade desse processo deve ser empregado de forma a ser mais eficiente. Portanto, é necessário a execução de concretos com melhor qualidade. Com isso, é comum a utilização de resistência à compressão (F_{ck}) na faixa entre 30 e 50 Mpa, resultando em estruturas com vãos maiores e peso próprio menores, o que é primordial na construção de pesas protendidas, ou seja, segundo a NBR 6118 conforme item 7.4, o concreto de melhor qualidade garante o desempenho superior das estruturas (resistência e, durabilidade).

Alguns aspectos que são desejáveis em concreto de alta resistência:

- *Com o controle de qualidade rigoroso pode-se utilizar menores cobrimentos conforme a norma NBR 6118 de acordo com o item 7.4.7.4;*
- *Forças de protensão podem causar solicitações prévias muito elevadas;*
- *Possibilitam a diminuição das dimensões da peça, conseqüentemente diminuindo o peso próprio da estrutura;*
- *Estruturas com maior índice de impermeabilidade que é importante para evitar possíveis corrosões na armadura ativa;*
- *Possuem maiores módulos de elasticidade (E_c), o que podem acarretar na diminuição das deformações imediatas, a fluência e a retração, ou seja, as perdas de protensão serão menores.*

No concreto, os parâmetros de resistência dizem a respeito de suas propriedades mecânicas de modo que estão relacionadas com sua resistência a compressão (F_{ck}) e tração (F_{ct}), esses e outros parâmetros serão apresentados a seguir

Parâmetros do concreto, Resistência:

- $\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$, peso específico do concreto;
- f_{ck} , Resistência a compressão característica (28 dias);

Essa resistência é frequentemente estipulada em ensaios de ruptura de corpos de prova, com idade de 28 dias (PFEIL, 1984).

➤ f_{ckj} , Resistência a compressão característica (j dias);

A progressão da resistência á compressão com os dias, na falta de ensaios específicos, conforme a (NBR 6118, item 12.3.3) pode ser estimada através da seguinte equação:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck}$$

Onde:

$$\beta_1 = e^{\left[s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right]}$$

De modo que:

- $S = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV- Lentos;
- $S=0,25$ para concreto de cimento CI e II- Normais;
- $S=0,20$ para concreto de cimento CPV (ARI)- Rápidos;
- $T=idade\ efetiva\ do\ concreto\ em\ dias,$ com ($T < 28$).

➤ f_{ctm} , Resistência a tração média;

Na ausência de ensaios, a resistência a tração média pode ser dada associando-se com a resistência á compressão por meio de fórmulas empíricas. De acordo com a NBR 6118, tem-se para concretos de até 50MPa (C50):

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

➤ E_{ci} , Módulo de elasticidade tangente inicial;

O módulo de elasticidade pode ser obtido através de ensaios, porém, como não se trata de um experimento de fácil acesso pode-se estimar seu valor através da formula empírica a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Sendo

- $\alpha_E = 1,2$, para basalto e diabásio;
- $\alpha_E = 1,0$, para granito e gnaisse;
- $\alpha_E = 0,9$, para calcário;
- $\alpha_E = 0,7$, para arenito.

➤ E_{cs} , *Módulo de elasticidade secante*;

O módulo de elasticidade secante é utilizado em análises e verificações de estados limites de serviço de uma estrutura e ajuda na avaliação do comportamento de um elemento ou seção transversal. Pode ser encontrado a partir da expressão:

$$E_{cs} = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \cdot E_{ci} \right) \leq 1,0$$

- $\nu = 0,2$, Coeficiente de Poisson;
- $G_c = 0,4 \cdot E_{cs}$ Módulo de elasticidade transversal.

Os valores de G_c e ν podem ser adotados da forma apresentada acima, se as tensões de compressão forem menores que $0,5 \cdot f_{ck}$ e as tensões de tração forem menores que o f_{ctm} .

Para análise no estado limite ultimo (ELU), pode-se utilizar o diagrama a seguir:

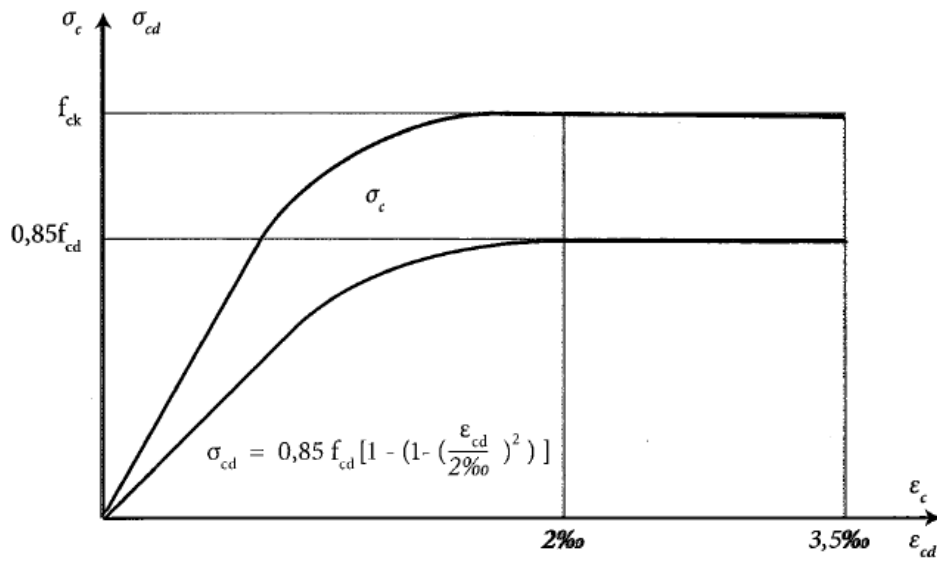


Figura 8- diagrama Tensão x Deformação (compressão)

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

De modo que o ϵ_{cd} na faixa de 0,2% está na deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico e o ϵ_{cd} na faixa de 0,35% está na deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

Para o concreto não fissurado, pode ser adotado o diagrama bilinear a seguir:

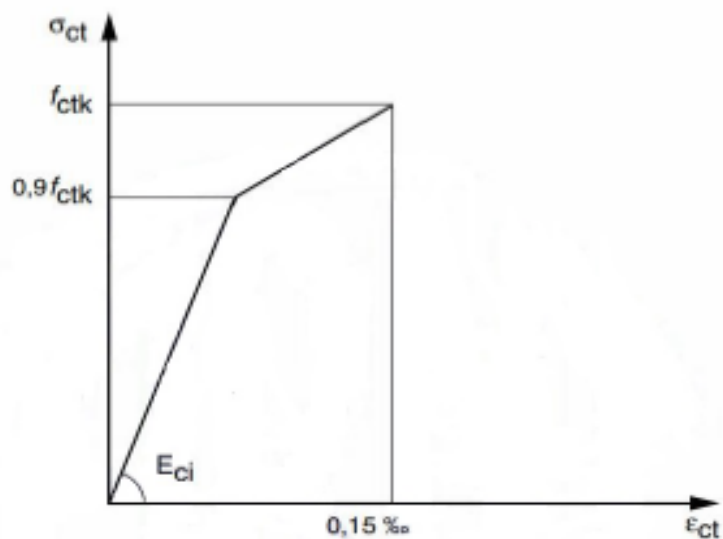


Figura 9- Diagrama Tensão x Deformação (tração)

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

Por fim, o estado em que as tensões de compressão na seção transversal da estrutura alcançam 70% do f_{ckj} é dado como o limite da compressão, passando disso a estrutura entrará em compressão excessiva.

4.2. AÇO

Na execução de uma viga em concreto protendido são estabelecidos dois tipos de ferragem longitudinal, onde denominamos como armadura ativa e armadura passiva.

4.2.1. ARMADURA PASSIVA

As armaduras passivas normalmente são formadas pelos vergalhões frequentemente utilizados em estruturas de concreto armado. De modo geral, elas são classificadas com o valor característico de escoamento f_{yk} nas classes CA 25, CA 50 e CA 60, de modo que as principais características mecânicas dos aços apresentados estão listadas abaixo conforme a NBR 7480;

Tabela 1- Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

Designação	Limite de escoamento (f_{yk})(Mpa)	Resistência à ruptura(f_{stk}) (Mpa)
CA-25	250	300
CA-50	500	540
CA-60	600	630

Na ausência de ensaios específicos podemos admitir alguns parâmetros relacionado ao material estudado.

Parâmetros do Aço CA;

- $\gamma_s = 78,5 \text{ KN}/\text{m}^3$, peso específico do aço CA;
- $\alpha_T = 10^{-5}/^\circ\text{C}$, coeficiente de dilatação térmica, valido para $-20^\circ\text{C} \leq \Delta T + 150^\circ\text{C}$;
- $E_s = 210\text{GPa}$, módulo de elasticidade do aço.

E para apuração no estado limite de serviço e último, pode ser usado o diagrama simplificado a seguir;

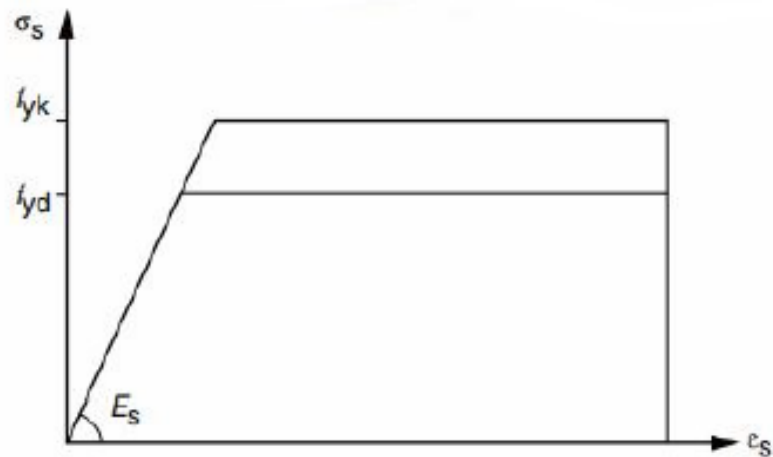


Figura 10 Diagrama Tensão x Deformação

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

4.2.2. ARMADURA ATIVA

A armadura ativa é caracterizada pela sua elevada resistência e por não possuir patamar de escoamento, a necessidade da elevada resistência se dá por conta de a longarina ser previamente alongada, ou seja, ela entra em ação antes das cargas principais atuantes na estrutura.

Fundamentalmente os aços de protensão podem existir em três tipos de categorias: barras, fios e cordoalhas que são classificadas conforme a resistência a tração f_{ptk} e comportamento à relaxação, que classificam-se em relaxação normal CP-RN e relaxação baixa CP-RB, onde podem ser indicados conforme a NBR (7482) e NBR (7483), respectivamente.

Os aços mais utilizados dos projetos de concreto protendido são os seguintes:

- Categoria CP 190: com $f_{ptk} = 1.710 \text{ MPa}$ e $f_{pyk} = 1.900 \text{ MPa}$
- Categoria CP 210: com $f_{ptk} = 1.890 \text{ MPa}$ e $f_{pyk} = 2.100 \text{ MPa}$

Vale ressaltar que, são comumente utilizadas cordoalhas na condição de relaxação baixa (RB), pois são feitos sob tratamento termomecânico, que reduzem a perda por relaxação de forma significativa, tornando-o um material imprescindível no projeto. Para cordoalhas, o mercado disponibiliza a seguinte tabela características nas categorias representadas acima:

Tabela 2- Fonte: Concreto protendido: teoria e prática, 2013.

CARACTERÍSTICAS NAS CATEGORIAS: CP 190-210			
Números de fios	Ø Nominal (mm)	Área (cm ²)	Massa (Kg/m)
3 fios de 3,0 mm	6,5	0,218	0,171
3 fios de 3,5 mm	7,6	0,303	0,238
3 fios de 4,0 mm	8,8	0,387	0,304
3 fios de 4,5 mm	9,6	0,466	0,366
3 fios de 5,0 mm	11,1	0,662	0,520
7 fios	9,5 (3/8")	0,562	0,441
7 fios	12,7 (1/2")	1,009	0,792
7 fios	15,2 (5/8")	1,434	1,126

A fim de verificar o Estado Limite de Serviço (ELS) e último (ELU), o fabricante deve fornecer o diagrama de tensão x deformação através de ensaios realizados segundo a NBR (6349), porém, a NBR 6118) fornece um diagrama simplificado a seguir:

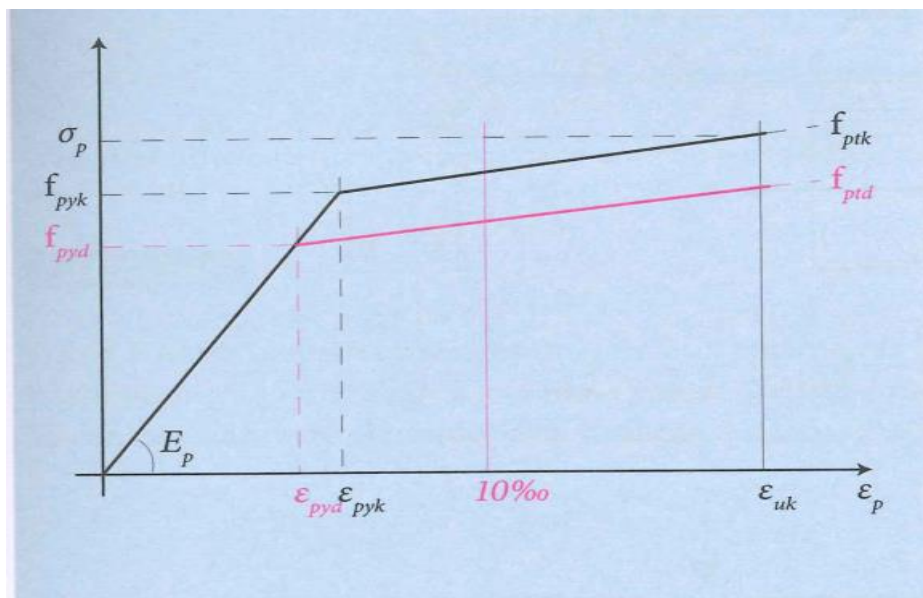


Figura 11- Diagrama tensão x deformação para aços de armaduras ativas

Fonte: Concreto protendido: teoria e prática, 2013.

Onde:

- f_{ptk} , é a resistência característica à ruptura por tração do aço de protensão;

- f_{pyk} , é o limite de escoamento convencional do aço de protensão;
- E_p , é o valor médio do módulo de elasticidade do aço de protensão, dado por $E_p = 200000 \text{ MPa}$;
- ε_p , é a deformação do aço de protensão, com ε_{uk} apresentando limite entre 30 a 40%.

5: DIMENSIONAMENTO DA LONGARINA PROTENDIDA

De modo geral, uma longarina protendida pode ser definida como uma viga submetida a um estado perpétuo de tensões internas, chamadas de forças de protensão. Essas forças são aplicadas por uma armadura antecipadamente tracionada, esta visa eliminar parte das tensões de tração ocasionadas por cargas externas e propiciar melhor proveito de aços especiais (RODRIGUES, 2008). A introdução de uma prévia tensão no aço faz com que o concreto fique comprimido, esse fenômeno ocorre através do princípio da ação e reação, onde será imposta uma grande deformação específica no aço, que reage no concreto tornando-o previamente comprimido. Esse efeito faz com que a peça não tenha fissuras, preservando sua armadura e seção colaborante para a inércia (DUARTE, 2005).

Ao longo de uma longarina, existe duas formas de traçado do aço de protensão, que são definidos como protensão parabólica e protensão reta, neste trabalho iremos abordar a protensão parabólica que pode ser representada na imagem a seguir:

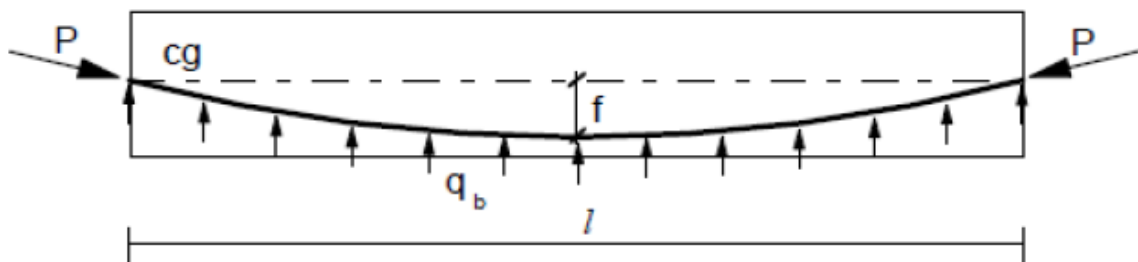


Figura 12-Carga equivalente exercida por um cabo parabólico numa viga protendida.

Fonte: (Rodrigues, 2008)

De acordo com (DUARTE, 2005), nesse modelo existe dois fatores físicos que trazem grandes virtudes na protensão:

- A inclinação do cabo na região de apoio fornece componentes que combatem ao mesmo tempo o esforço cortante e o momento fletor;
- A curvatura do cabo, através do seu tensionamento e a tendência a se retificar conduz a introdução de forças verticais de baixo para cima (forças de desviação), que combatem as cargas externas, reduzindo no todo o carregamento atuante na peça.

5.1. Conceitos Gerais de Protensão

A essência da protensão é conter a futura tensão de tração no concreto, o valor de tensão que será previamente aplicado deverá ser no mínimo igual a tensão inferior σ_i , e na borda superior uma tensão que provoque alguma tração a fim de descomprimir o concreto, levando em consideração o cuidado de não passar em muito do limite de descompressão desta fibra quando estiverem atuando somente o peso próprio e a força de protensão.

Afim de representar as tensões atuantes na longarina, podemos analisa-las em três estágios, como mostra as figuras a seguir;

Na figura 13, é ilustrado o comportamento das tensões quando estão sob influência apenas dos carregamentos permanentes e acidentais, estes carregamentos fazem com que as fibras superiores da longarina sejam comprimidas e as fibras inferiores tracionadas, como mostra o diagrama de tensões.

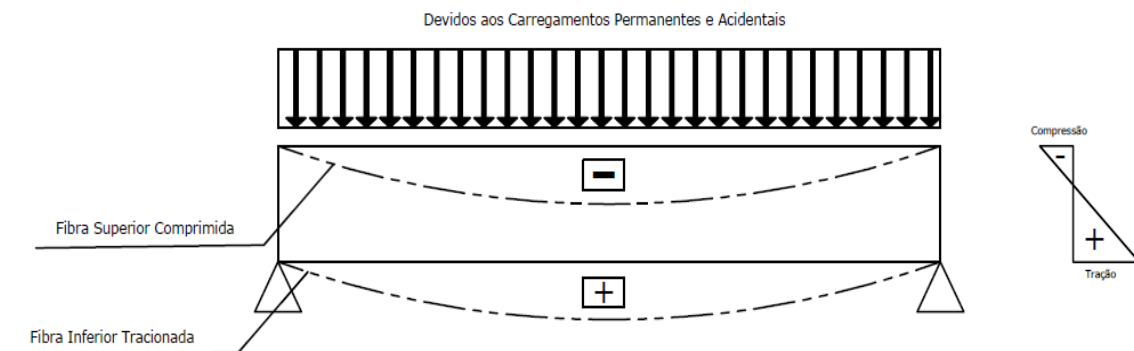


Figura 13- Fonte: Autor

Na figura 14, mostra o comportamento das tensões quando estão sob influência apenas das forças de protensão. Sabendo que, a protensão tem como objetivo eliminar as trações

existentes no concreto, foram geradas forças de protensão onde geram tensões de protensão que são de compressão (figura 14) afim de subtrair as tensões de tração inferior mostradas no diagrama de tensões exibido na figura 13. Com isso, as forças de protensão introduzidas irão eliminar as trações que antes existiam e suavizar as compressões nas fibras superiores.

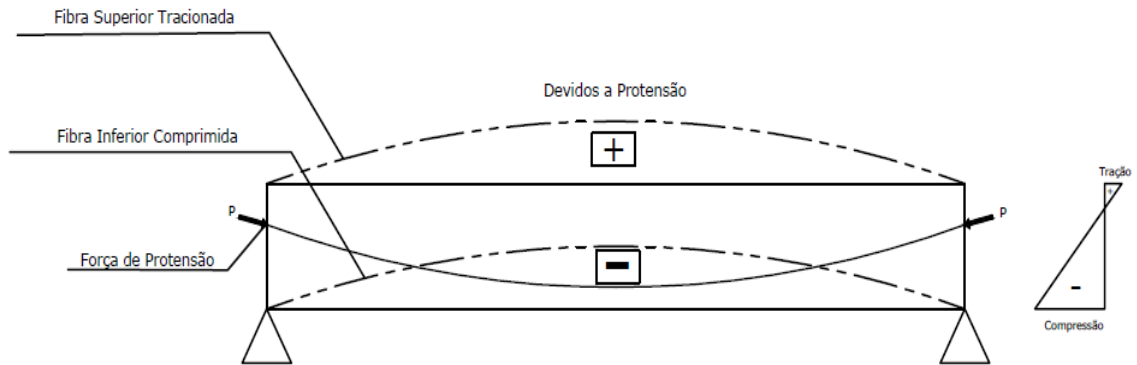


Figura 14- Fonte: Autor

Na figura 15, demonstra uma junção da figura 13 e figura 14, onde é representado a tensão inferior nula.

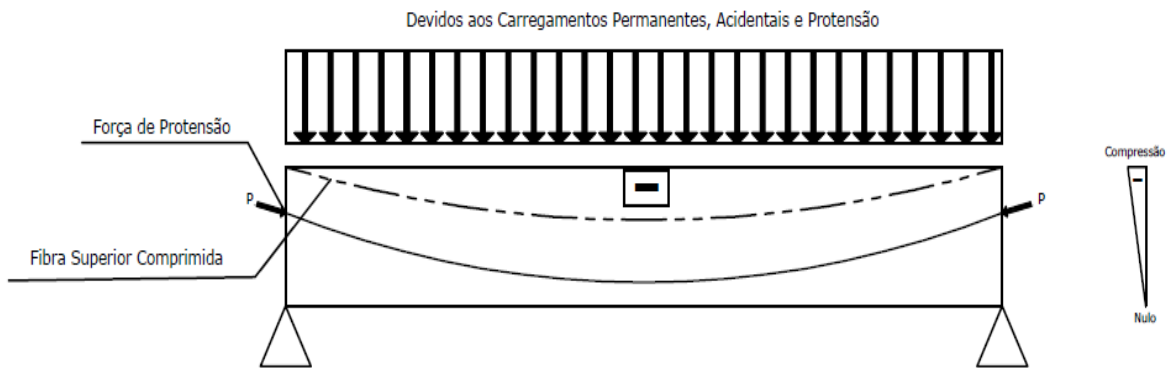


Figura 15- Fonte: Autor

Com isso, pode-se representar as tensões devido as cargas permanentes e acidentais no concreto da seguinte forma;

$$\sigma = \frac{M}{W};$$

Onde;

- $\sigma_{i_{acid}}$, Tensão inferior acidental;

- $\sigma_{s_{acid}}$, Tensão superior acidental;
- $\sigma_{i_{per}}$, Tensão inferior permanente;
- $\sigma_{s_{per}}$, Tensão superior permanente;
- W , Módulo de rigidez inferior ou superior;

$$W = \frac{I}{Y}$$
- I , Momento de inércia;
- Y , Distância do CG a fibra de estudo;
- M , Momento acidental ou permanente.

E as tensões devido as forças de protensão é dada desta maneira:

$$\sigma_{sp} = \left(-\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) \cdot P_\infty$$

$$\sigma_{ip} = \left(-\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) \cdot P_\infty$$

Em que;

- σ_{ip} , Tensão inferior devido a protensão;
- σ_{sp} , Tensão superior devido a protensão;
- e_p , excentricidade de protensão;
- A_c , Área de concreto;
- P_∞ , Força de protensão.

5.1.1 Tipos de protensão

A protensão pode ser relacionada quanto ao método de aplicação e aderência, de acordo que existem três tipos habituais de protensão:

- *Protensão com Aderência Inicial*

Também conhecido como sistema de pré-tração, nesse caso, os cabos são tracionados antes do lançamento do concreto e a aderência entre a armadura ativa e o concreto se inicia em

seu assentamento. Este método é empregado na fabricação de peças pré-moldadas, que após o endurecimento do concreto, corta-se a ligação da armadura com os contrafortes.

➤ *Protensão com Aderência Posterior*

Conhecido como sistema de pós-tração, neste caso, o tracionamento dos cabos se dá após o endurecimento do concreto, onde permite-se o traçado parabólico dos cabos. A aderência entre a armadura ativa com o concreto se dá por meio de injeção de calda de cimento nas bainhas dos cabos após a protensão.

➤ *Protensão sem Aderência Posterior:*

Neste caso, o tracionamento dos cabos é análogo ao anterior, porém a fase final de injeção de nata de cimento é retirada com a utilização de cordoalhas engraxadas.

5.2. Conceitos Gerais da Força de Protensão

Para determinar a força de protensão em uma longarina, antes é preciso impor em qual nível de protensão deverá ser realizado, pois a intensidade da força pode assumir valores diferentes dependendo da condição em que ela será implementada. Com isso, a (NBR 6118:2014) estabelece três níveis de protensão: completa, limitada e parcial, que são relacionadas à segurança relativa à formação ou abertura de fissuras, flechas excessivas e compressão excessiva.

Sendo assim, podemos classifica-las desta forma:

➤ *Protensão Completa:*

É onde se estabelece a máxima protensão, ou seja, a peça deverá ficar livre de fissuras de flexão determinado para pré-tração nas classes de agressividade ambiental III e IV. Tem que se verificar o estado-limite de serviço de formação de fissuras para combinação rara e o estado-limite de serviço de descompressão para a combinação frequente.

➤ *Protensão Limitada:*

Dispõe tensões de compressão ocasionadas por protensão menores que as do nível antecedente. É estabelecida para a pré-tração na classe de agressividade II e pós-tração nas classes III e IV. Tem que se apurar o estado-limite de serviço de formação de fissuras para a combinação frequente e o estado-limite de serviço de descompressão para a combinação quase permanente.

➤ *Protensão Parcial*

É o nível que apresenta a menor intensidade de protensão, ou seja, quando a peça trabalha fissurada sob carregamento e tem a abertura de fissura controlada, com valor limite de 0,2 mm com intensão de não prejudicar a estética e durabilidade. Determinado para a pré-tração na classe de agressividade ambiental I e pós-tração nas classes I e II. Onde deve-se verificar o estado-limite de serviço de abertura de fissuras.

A seguir, as tabelas 1, 2 e 3 encontradas na NBR (6118:2014), apresentam respectivamente as exigências de durabilidade referente à fissuração e a proteção da armadura, classes de agressividade ambiental e os conjuntos de cálculos das combinações apresentadas acima.

Tabela 3- Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura.

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente
^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

Tabela 4- Classes de agressividade ambiental.

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

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

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

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

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

Tabela 5- Combinações de serviço.

Fonte: ABNT-NBR 6118/2014

Combinações de serviço (ELS)	Descrição	Cálculo das solicitações
Combinações quase permanentes de serviço (CQP)	Nas combinações quase permanentes de serviço, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações frequentes de serviço (CF)	Nas combinações frequentes de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$ e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_2 F_{qjk}$
Combinações raras de serviço (CR)	Nas combinações raras de serviço, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_1 F_{qjk}$

onde

$F_{d,ser}$ é o valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas;

ψ_1 é o fator de redução de combinação frequente para ELS;

ψ_2 é o fator de redução de combinação quase permanente para ELS.

Neste trabalho iremos dá destaque a protensão limitada, pois iremos fazer os cálculos da força de protensão utilizando seus parâmetros.

5.2.1. Verificação do Estado-Limite de Formação de Fissura – Combinação Frequente.

Para especificar o número de cordoalhas necessárias, constata-se as tensões no ato da protensão para o estado limite de compressão excessiva e formação de fissuras.

No estado-limite de compressão excessiva ELS-CE, a norma não fala especificamente qual é esse limite para um tempo infinito de tensão, porém há uma convenção entre vários projetistas que adotam entorno de 60% do fck para tensão máxima de compressão no concreto (σ_c).

Logo:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} ;$$

Já no estado-limite de formação de fissuras ELS-F, admite-se formação de fissuras quando a tensão máxima de tração atinge a resistência do concreto à tração na flexão. Portando a tensão de tração σ_T que podemos ter no concreto é de:

$$\sigma_T \leq f_{ct,f} = 1,2 f_{ctk,inf} = 0,252 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

Para seções T, e:

$$\sigma_T \leq f_{ct,f} = 1,5 f_{ctk,inf} = \left(0,315 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \alpha_s$$

Para seções retangulares.

Com base na tensão de tração máxima podemos determinar a força de protensão necessária para obedecer a este limite, para isso temos:

$$P_{\infty} = \frac{F_{d.c.freq,i} - (f_{ctk,inf} \cdot 1000)}{\sigma_{ip}}$$

Feito isto, a obtenção das tensões de tração e compressão são dadas da seguinte forma:

$$\sigma_s = (\sigma_{sp} \cdot P_{\infty}) + Fd_{freq,s}$$

E,

$$\sigma_i = (\sigma_{ip} \cdot P_{\infty}) + Fd_{freq,i}$$

Se os valores das tensões apresentadas acima obedecerem ao ELS-CE e ELS-F, então a força de protensão obtida é aceitável.

5.2.2. Verificação do Estado-Limite de Descompressão – Combinação Quase Permanente.

Para o estado-limite de descompressão ELS-D, um ou mais pontos da seção transversal atingem tensão nula. A NBR (6118:2014), impõe que não pode ter tração em nenhum ponto da peça, como o carregamento permanente e acidental geram grandes trações na borda inferior, sugere-se que a soma das tensões atuantes na borda inferior deve resultar em zero. Com base nisso, a força de protensão necessária para zerar as trações da borda inferior pode ser dada desta maneira:

$$P_{\infty} = \frac{F_{d.c.q.p,i}}{|\sigma_{ip}|}$$

De forma similar ao parágrafo anterior, as tensões de tração e compressão são dadas deste modo:

$$\sigma_T = (\sigma_{sp} \cdot P_{\infty}) + Fd_{Qperm,s}$$

E,

$$\sigma_c = (\sigma_{ip} \cdot P_{\infty}) + Fd_{Qperm,i}$$

Se o valor da tensão de compressão (σ_c) for igual a zero, então satisfazem as condições impostas.

A força de protensão a ser adotada será aquela em que obedece às duas condições de verificações, na maioria das vezes o valor adotado é o maior entre os encontrados nas equações.

5.3. Perdas de Protensão

Vimos que, podemos definir uma peça como concreto protendido quando a mesma está sujeita a um sistema de forças perpétuo, que são as forças de protensão. Ainda que essas forças precisam ser de caráter permanente, elas estão sujeitas a alterações na sua intensidade, provocando assim as perdas de protensão.

De acordo com a NBR (6118:2014) no item 9.6.3, devem ser calculado as perdas de protensão em associação à força inicial empregada. Como iremos tratar de uma peça protendida na pós-tração, a NBR indica o cálculo das perdas imediatas e progressivas.

5.3.1. Perdas Imediatas da Força de Protensão

As perdas imediatas no decorrer da transferência de força no tempo $t = t_0$, podem ser determinadas e controlada quando apresentada a sua manifestação. A NBR (6118:2014) no item 9.6.3.3.2 diz que, para os sistemas usuais de protensão, as perdas imediatas são as devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas ou o concreto, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e à acomodação dos dispositivos de ancoragem.

➤ *Encurtamento imediato do concreto*

Conforme a NBR (6118:2014), a perda por encurtamento pode ser calculada pela equação:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p(\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n - 1)}{2n}$$

Em que:

α_p , é a relação entre o módulo de elasticidade do aço de armadura ativa E_p e o módulo de elasticidade inicial do concreto E_{ci} ;

σ_{cp} , é a tensão inicial no concreto, ao nível do C.G da armadura de protensão, devido à protensão simultânea dos cabos;

σ_{cg} , é a tensão inicial no concreto, ao nível do C.G da armadura de protensão, devido à ação das cargas permanente mobilizadas pela protensão;

n , números de cabos protendidos sucessivamente um a um.

➤ *Perdas por atrito*

Ao longo da aplicação das forças de protensão, o deslocamento dos cabos no interior das bainhas ou no concreto fazem que sofram perda de protensão por atrito, essas perdas são mais acentuadas nos trechos curvos, por conta das elevadas pressões de contato nos desvios do traçado dos cabos. Conforme a NBR 6118:2014, essas perdas podem ser calculadas pela expressão:

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

Onde:

P_i , é a força máxima aplicada à armadura de protensão pelo macaco hidráulico

x , é a abscissa, em metros, do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem em metros

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

μ , é o coeficiente de atrito entre cabo e bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como:

$\mu = 0,50$ - Entre cabo e concreto (sem bainha);

$\mu = 0,30$ - Entre barras ou fios com mossas ou saliências e bainha metálica;

$\mu = 0,20$ - Entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálica;

$\mu = 0,10$ - Entre fios lisos ou cordoalhas e bainhas metálica lubrificada;

$\mu = 0,05$ - Entre cordoalhas e bainha de polipropileno lubrificada (engraxada).

k , é o coeficiente de perda por metro provocada por curvaturas não intencionais do cabo.

Na falta de dados experimentais, pode ser adotado o valor $0,01 \cdot \mu$ (1/m).

➤ *Perdas devido à acomodação*

As perdas devido à acomodação ocorrem após o alongamento da armadura ativa, quando a armadura escorrega alguns milímetros retornando para bainha depois que é solta do cilindro hidráulico, provocando estas perdas em determinado trecho nos cabos. A NBR (6118:2014) diz que essas perdas devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

5.3.2. Perdas Progressivas da Força de Protensão

As perdas progressivas estão relacionadas a fenômenos que provocam perdas ao longo do tempo, o concreto é um material suscetível à retração e fluência, assim como o aço é sujeito a relaxação, termos que estão diretamente ligados as perdas ao longo do tempo. Para o cálculo das perdas progressivas, a NBR (6118:2014) indica no item 9.6.3.4.3 o processo aproximado para aços de relaxação baixa RB, mostrado a seguir:

$$\Delta P(x) = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} \cdot [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,07} \cdot (3 + \sigma_{c,p0g})$$

Onde:

α_p , é a razão entre os módulos de elasticidade do aço de protensão e do concreto no tempo t_∞ ;

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

$\sigma_{c,p0g}$, 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.

Vale ressaltar que, alguns projetistas estimam que as perdas totais acarretadas na pós-tração podem variar entre 20 a 25%, na ausência de dados podemos utilizar esses valores para perdas totais.

5.4. Determinação do número de cordoalhas

Com o estudo das perdas de protensão, as forças de protensão são caracterizadas em três tipos de forças aplicadas nos cabos de protensão P_i , P_0 , P_∞ .

Onde:

- P_i , é a força que se aplica no macaco de protensão;
- P_0 , é a força que vai ter na viga, após as perdas imediatas;
- P_∞ , é a força que vai ter na viga, após todas as perdas.

Logo, para determinar o número de cordoalhas necessário na protensão, primeiro precisamos saber qual é a força que vai ser utilizada no macaco hidráulico, que pode ser representada da seguinte forma:

$$P_i = \frac{P_\infty}{(1 - \Delta P)}$$

Onde:

ΔP , é a perda de protensão.

Antes de determinar o número de cordoalhas a norma prescreve mais uma verificação, para determinar qual a tensão máxima que se pode aplicar em cada cordoalha. No item 9.6.1.2.1 na NBR (6118:2014), diz que para armaduras na pós-tração temos:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,87 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços de classe RN})$$

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} \end{cases} \quad (\text{para aços de classe RB})$$

Com isso, utilizaremos a tensão que apresentar o menor valor.

Agora podemos determinar o número de cordoalhas através da expressão:

$$n^{\circ} \text{ de cordoalhas} = \frac{P_i}{\sigma_{pi} \cdot A_{cord}}$$

Onde:

A_{cord} , é a área da seção transversal de uma cordoalha.

5.5. Verificação para o estado limite último no ato da protensão

Esta verificação é uma das mais importantes no processo de dimensionamento da estrutura protendida, pois a peça é dimensionada para estar atuando sobre os carregamentos acidentais, permanentes e peso próprio, porém, no ato da protensão a peça só estará sobre ação do peso próprio.

Com isso, os limites de tração e compressão do concreto podem ser atingidos, através do rompimento por esmagamento do concreto, que seria uma ruptura mediante a compressão excessiva ou uma ruptura por tração. Portanto, se a peça passa nessa verificação, muito provavelmente não terá problemas nas verificações posteriores, pois esse é o estado mais crítico da estrutura.

Sendo assim, a NBR (6118:2014) no item 17.2.4.3.2 diz que a segurança em relação ao estado-limite último no ato de protensão seja verificada no estágio I (concreto não fissurado e comportamento elástico linear dos materiais), desde que respeitem as seguintes condições:

A tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas de $Y_p = 1,1$ e $Y_f = 1,0$, não pode ultrapassar 70% da resistência característica f_{ckj} prevista para a idade de aplicação da protensão. Pode-se determinar esta resistência da seguinte forma:

Para verificações com data j inferior a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck}$$

De modo que:

$$\beta_1 = e^{\{s[1-(28/t)^{1/2}]\}}$$

Onde:

- $S=0,38$ para concreto de cimento CPIII e IV;
- $S=0,25$ para concreto de cimento CPI e II;
- $S=0,2$ para concreto de cimento CPV-ARI;
- t é a idade efetiva do concreto, expressa em dias.

Com isso, podemos expressar a condição da seguinte forma:

$$\sigma_c \leq 0,7 \cdot f_{ckj}$$

A outra condição que a norma determina é que a tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vez a resistência à tração f_{ctm} correspondente ao valor f_{ckj} especificador, apresentado da seguinte forma:

$$\sigma_t \leq (1,2) \cdot (0,3) \cdot f_{ckj}^{2/3}$$

Desta maneira, as tensões atuantes na peça no ato da protensão podem ser expostas desta forma:

$$\sigma_s = \sigma_{s,pp} + (Y_p \cdot \sigma_{sp} \cdot P_i)$$

$$\sigma_i = \sigma_{i,pp} + (Y_p \cdot \sigma_{ip} \cdot P_i)$$

5.6. Determinação da armadura passiva resistente a flexão

A princípio, partimos da hipótese que apenas a armadura ativa é capaz de resistir aos esforços solicitantes. Porém, quando o momento para a combinação ELU são maiores que o momento interno da seção, se faz necessário a adição de armadura complementar, que tem a finalidade de aperfeiçoar o comportamento e a ductilidade à flexão.

Considerando uma viga T apresentada na figura 10, o cálculo da armadura passiva para suportar à flexão parte do equilíbrio dos esforços internos, onde é necessário que a reação do concreto comprimido seja igual a reação de tração na armadura ativa e passiva.

$$R_{pt} + R_{st} = R_{cc,mesa} + R_{cc,nervura}$$

Onde:

- R_{pt} , é a reação das tensões de tração da armadura ativa;
- R_{st} , é a reação das tensões de tração da armadura passiva;
- $R_{cc,mesa}$, é a reação das tensões de compressão na mesa (regiões II e III);
- $R_{cc,nervura}$, é a reação das tensões de compressão na nervura (região I).

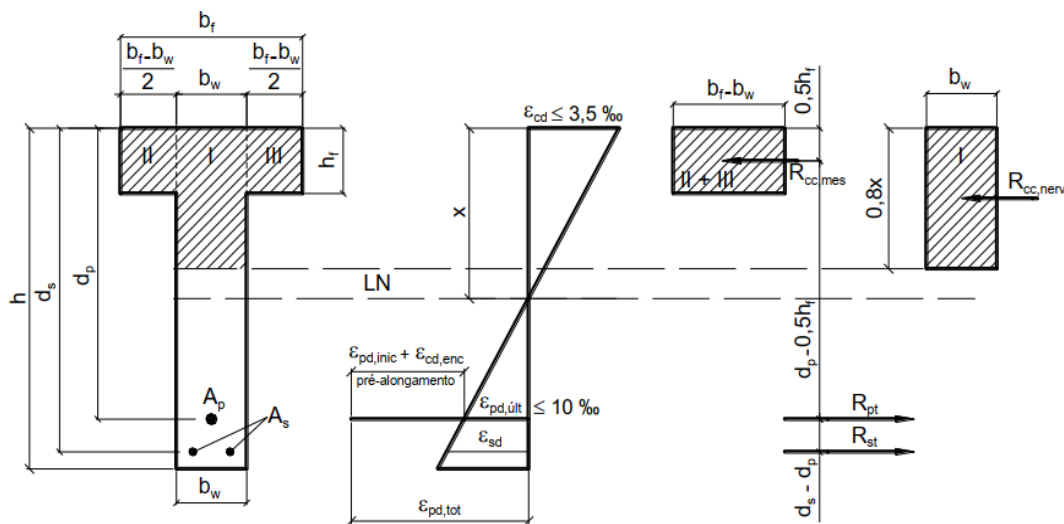


Figura 16- Esquema relativo das Tensões e Deformações no ELU às hipóteses básicas de cálculo

Com isso, as forças resultantes nas armaduras e no concreto comprimido são:

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

- $R_{st} = \sigma_{sd} \cdot A_s$;
- $R_{cc,mesa} = 0,85f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f$;
- $R_{cc,nerv} = 0,85f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b_w$.

Em que:

- A_p , representa a área de aço da armadura protendida;
- A_s , representa a área de aço da armadura passiva;
- σ_{pd} , é a tensão no aço de protensão (1710/1,15);
- σ_{sd} , é a tensão no aço CA 50 (500/1,15);
- $0,85f_{cd}$, é a máxima tensão permitida no concreto;
- x , representa a altura da linha neutra.

Dessa forma, podemos obter o valor de área da armadura passiva representada pela equação:

$$A_s = \frac{0,85f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f + 0,85f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b_w - \sigma_{pd} \cdot A_p}{\sigma_{sd}}$$

Pode acontecer casos em que a taxa de armadura passiva dê negativa, isso ocorre quando não há a necessidade de armadura complementar na viga. Porém, a NBR (6118:2014) determina a utilização de armadura mínima. Na norma, trata a taxa mínima de armadura de flexão para vigas como:

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^*							
	f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
	ω_{min}							
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575

* Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.

* Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.

ω_{min} = taxa mecânica mínima de armadura longitudinal de flexão para vigas = $A_{s,min} f_{yd} / A_c f_{cd}$

Figura 17- Fonte: ABNT-NBR 6118/2003

De modo que:

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{100} \cdot A_c$$

Onde:

A_c , é a área de concreto da seção simples da viga.

5.7. verificação do domínio 3

Os domínios de deformação podem ser definidos como as posições da seção transversal no momento de ruptura, conforme o tipo de solicitação atuante. As vigas protendidas são dimensionadas na maioria das vezes para o domínio 3, com seção subarmada no ELU, onde procura-se aproveitar o máximo possível da capacidade do aço antes do colapso.

Esta verificação também é importante, pois precisamos avaliar a capacidade de resistência da peça já dimensionada, para isso, cujo já são conhecidos os materiais utilizados, a geometria da seção, armadura ativa/passiva, ainda precisamos determinar a deformação de pré-alongamento da armadura ativa.

5.7.1. Pré-Alongamento da armadura ativa

O pré-alongamento simbolizado por $\Delta\varepsilon_{pi}$, está relacionado de modo direto a força última de protensão, ou seja, a força obtida depois de calculado todas as perdas de protensão. Para o cálculo do pré-alongamento iremos nos basear na explicação de (Cholfe, Luiz e Bonilha, Luciana, 2013), onde devem ser utilizado a hipótese do estado de neutralização da seção protendida, que podem ser representados pela tensão normal nula na seção de concreto na correspondente ao centro de gravidade da armadura ativa, de acordo com a ilustração a seguir:

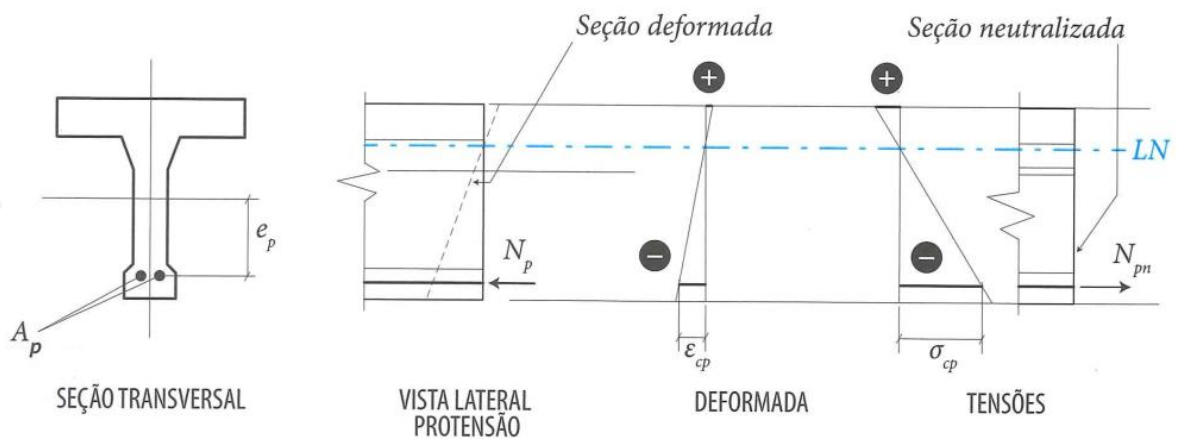


Figura 18- Efeito da protensão / obtenção da neutralização

Fonte: Concreto protendido: teoria e prática, 2013.

Onde:

N_{pn} , é a força externa que anula a tensão no CG de A_p , que pode ser representada da seguinte forma:

$$N_{pn} = N_p + \Delta N_p$$

Em que:

N_p , é a força de protensão

ΔN_p , é a parcela de N_{pn} que recupera a deformação ε_{cp} ;

De modo que;

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\sigma_{cp}}{E_c} = \frac{\Delta N_p}{A_p \cdot E_p};$$

Resultando:

$$\Delta N_p = \frac{E_p}{E_c} \cdot A_p \cdot \sigma_{cp}, \text{ como } \alpha_p = \frac{E_p}{E_c}.$$

Com isso, temos:

$$N_{pn} = N_p + \alpha_p \cdot A_p \cdot \sigma_{cp}$$

E,

$$N_{pnd} = \gamma_p (N_p + \alpha_p \cdot A_p \cdot \sigma_{cp})$$

Sendo que;

γ_p , é uma minoração da força;

σ_{cp} , é a tensão no concreto produzida pela protensão, na posição do CG da A_p , expressa;

$$\sigma_{cp} = \frac{\gamma_p \cdot N_p}{A_c} + \frac{\gamma_p \cdot N_p e_p^2}{I_c}$$

Com isso, podemos caracterizar o pré-alongamento como:

$$\Delta \varepsilon_{pi} = \frac{\Delta N_{pnd}}{A_p \cdot E_p}$$

Lembrando que o $\Delta \varepsilon_{pi,lim}$ é de 7,43‰

5.7.2. A verificação do domínio

Conhecidos os materiais utilizados, geometria da seção, área de armadura protendida A_s , área da armadura passiva A_p e a deformação de pré-alongamento $\Delta \varepsilon_{pi}$, podemos determinar o domínio em que a peça se encontra e calcular a capacidade resistente de cálculo M_{Rd} , que tem como condição ser maior ou igual ao momento solicitado.

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

O roteiro a seguir, apresentar de forma direta a determinação do domínio assim como a capacidade resistente de cálculo, que serão baseadas no arranjo das deformações e do equilíbrio de uma seção da figura a seguir:

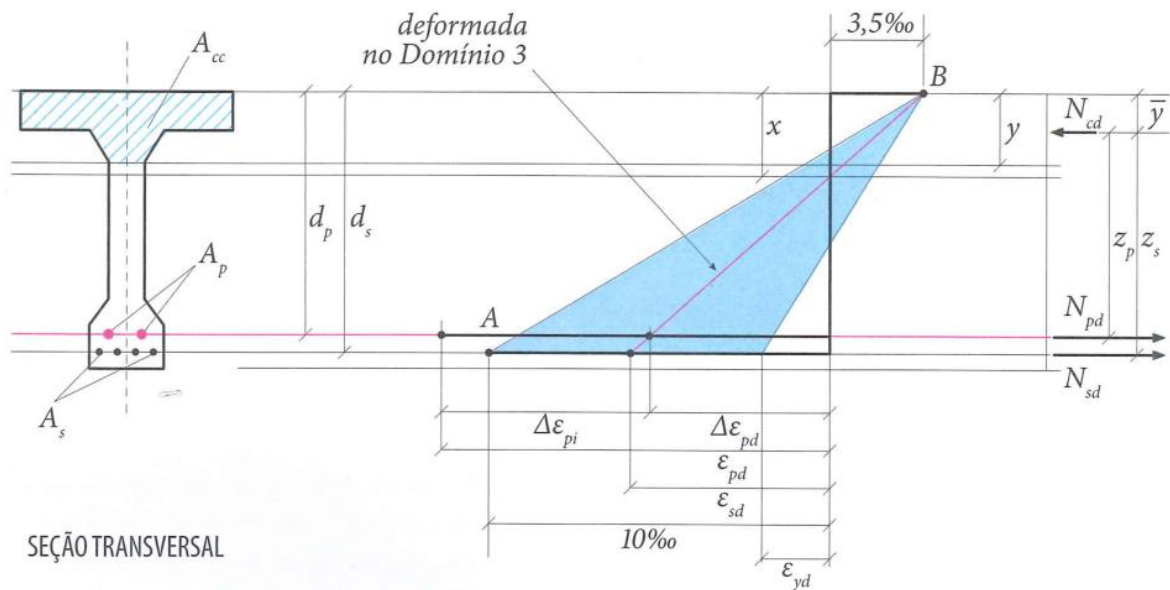


Figura 19- Deformação no domínio 3, arranjo do equilíbrio

Fonte: Concreto protendido: teoria e prática, 2013.

5.7.2.1. Roteiro de cálculo

1) Determinação das tensões de tração:

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

2) Determinação das forças de tração:

$$N_{pd} = A_p \cdot \sigma_{pd}$$

$$N_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd}$$

$$N_{td} = N_{pd} + N_{sd}$$

3) Determinação da tensão no concreto:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

4) Equilíbrio das forças na seção:

$$\text{Tração} = \text{Compressão}$$

$$N_{td} = N_{cd}$$

5) Determinação da área comprimida e posição da linha neutra:

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}}$$

Com a área podemos calcular o y através da geometria adotada que está representada na figura. Com isso, podemos calcular a posição da linha neutra:

$$x = \frac{y}{0,8}$$

6) Verificação do domínio 3:

De acordo com a NBR (6118:2014), uma peça está compreendida dentro do domínio 3, quando o concreto está a ε_{cu} que é a deformação de encurtamento perto da ruptura, que no nosso caso está a 3,5‰ e o aço está entre ε_{yd} e 10‰. Com isso, temos:

$$\varepsilon_{syd} \leq \varepsilon_{sd} \leq 10\text{‰}$$

Para armadura passiva, e:

$$\varepsilon_{pd} \geq \varepsilon_{pyd}$$

Para que a armadura de protensão atinja a fase do escoamento do aço em serviço.

Sabendo os parâmetros necessários, podemos encontrar as deformações da seguinte forma:

$$\varepsilon_{sd} = \frac{(d_s - x)}{x} \cdot 3,5\text{‰}$$

E:

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{(d_p - x)}{x} \cdot 3,5\text{‰}$$

De modo que:

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pd} + \Delta\varepsilon_{pi}$$

7) Determinação dos braços de alavanca:

\bar{y} , é a posição do CG da área comprimida de altura y , em que σ_{cd} é constante.

$$z_p = d_p - \bar{y}$$

E,

$$z_s = d_s - \bar{y}$$

8) Determinação no momento resistente:

$$M_{Rd} = N_{pd} \cdot z_p + N_{sd} \cdot z_s$$

9) Por fim, a verificação de segurança:

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

Assim, satisfazemos a condição de segurança no ELU.

6: APLICAÇÃO

No Brasil, as vigas protendidas têm sido muito usadas em construções de pontes, portanto, o uso mais comum se dá com a protensão na pós-tração. Desta forma, as peças são executadas em fábricas, transportadas até o local, içadas e colocadas na posição final para servirem de apoio das lajes.

Portanto, o processo de dimensionamento deste trabalho consiste em analisar três pontos no desenvolvimento da longarina, o dimensionamento em serviço (com todas as cargas atuando conjuntamente na estrutura), o dimensionamento sem serviço (onde não atuará cargas acidentais nesse intervalo de tempo) e por último o dimensionamento para o transporte.

A aplicação será feita conforme a figura abaixo, trata-se de uma ponte de seção transversal e carregamentos lineares, em que suas dimensões são de 24 metros de comprimento e 9 metros de largura. A laje do tabuleiro será dimensionada para uma espessura de 210 milímetros, utilizando um sistema de pré-laje de 100 milímetros, e balanços laterais de 1100 milímetros de largura, a mesma será apoiada em 4 longarinas pré-fabricadas com 1900 milímetros de altura.

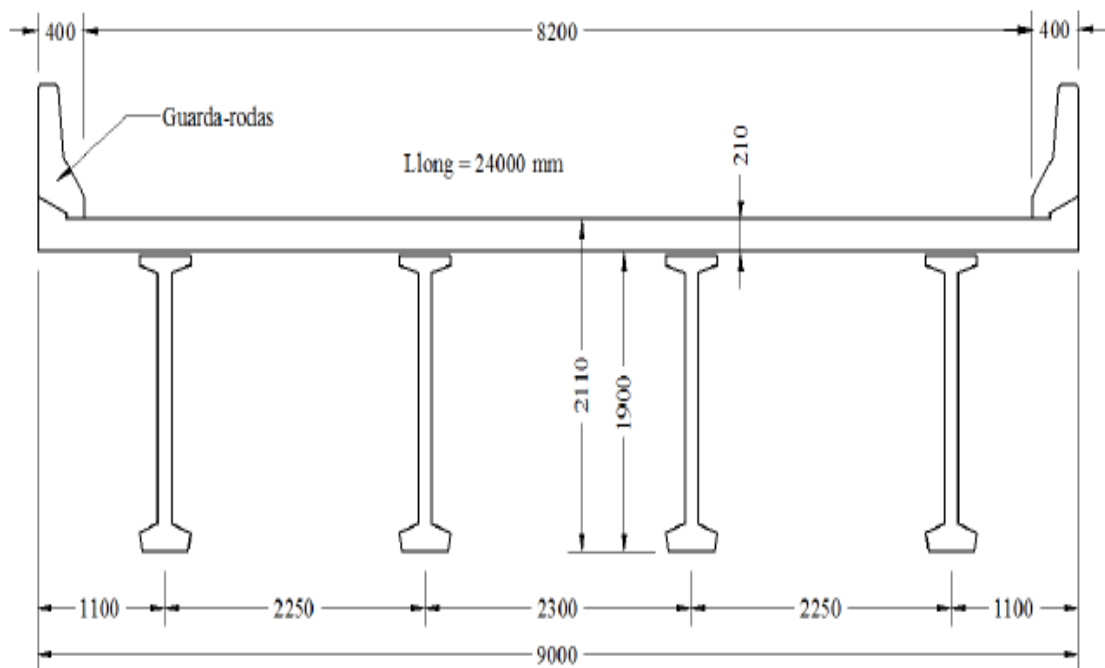


Figura 20- Ponte modelo

Fonte: (Cortês, 2010)

Como o projeto é a nível acadêmico e irá servir como um manual ilustrativo para os estudantes, não se faz necessário a obtenção dos carregamentos na longarina considerando apoios elásticos. Com isso, todos os carregamentos obtidos nos cálculos a seguir serão considerados apoios rígidos.

6.1. Determinação das cargas permanentes

Na montagem dos carregamentos, considera-se faixas de 1.0 metro de largura no sentido transversal do tabuleiro, onde os guarda rodas contribuem com uma carga distribuída de 15 KN/m, revestimento asfáltico com peso específico de 22KN/m³ e espessura 12 cm, sendo os primeiros 7cm de capeamento e 5cm de recapeamento, além do peso específico do concreto de 25 KN/m³.

Sendo assim, as cargas serão distribuídas da seguinte forma:

$$\text{➤ } PP \text{ tabuleiro} = 0,21 \times 25 = 5,25 \frac{\text{KN}}{\text{m}} = 0,525 \frac{\text{tf}}{\text{m}}$$

- $PP \text{ guarda rodas} = \frac{15}{0,4} = 37,5 \frac{KN}{m} = 3,75 \frac{tf}{m}$
- $PP \text{ reves asfáltico} = 0,12 \times 22 = 2,64 \frac{KN}{m} = 0,264 \frac{tf}{m}$

De modo que, no trecho em que se encontra o guarda rodas, não se faz necessário a aplicação do revestimento asfáltico. Utilizando o programa conhecido como Ftool podemos discretizar as cargas e obter as reações nas respectivas longarinas.

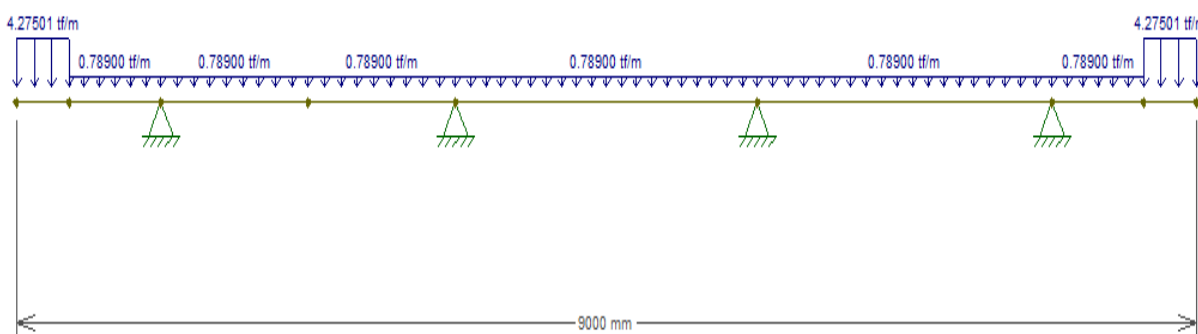


Figura 21- carregamento permanente no tabuleiro

Fonte: Autor

Sendo assim, as reações nas longarinas são:

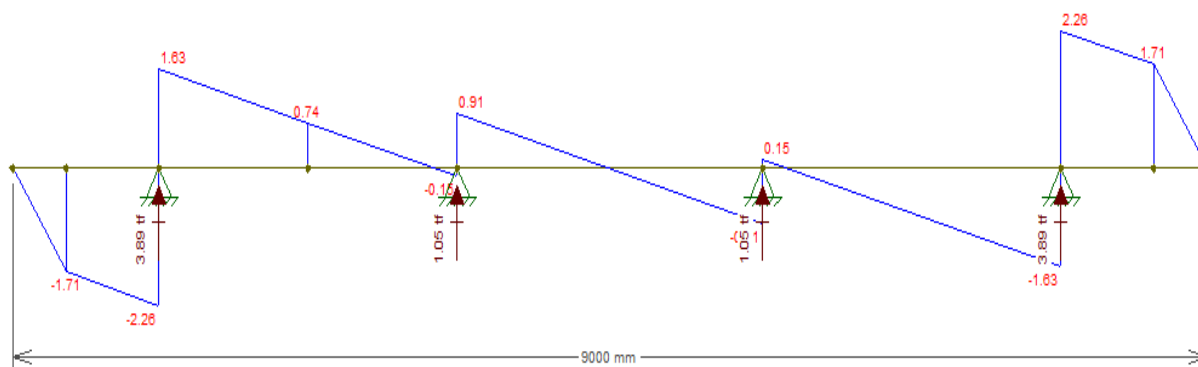


Figura 22- Diagrama de esforço cortante e as reações de apoio nas longarinas

Fonte: Autor

Onde:

- $Q_{e,per,l1} = 3,89 \text{ tf}$, é a reação das cargas permanentes do tabuleiro na longarina 1;
- $Q_{e,per,l2} = 1,05 \text{ tf}$, é a reação das cargas permanentes do tabuleiro na longarina 2.

5.2. Determinação das cargas acidentais

Como explicado nos itens 3.3 e 4.1, foi feita a busca da posição mais desfavorável possível do trem-tipo, e os pontos que geram as maiores solicitações são:

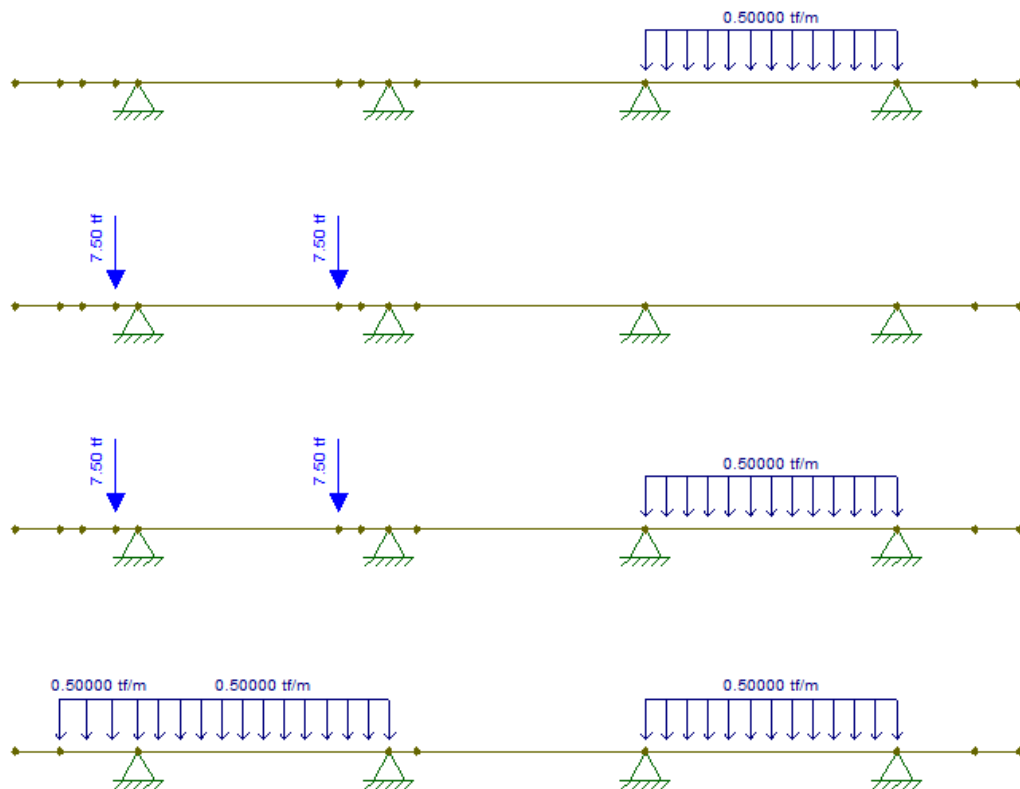


Figura 23- Representação das cargas no ponto de esforço máximo apresentado na longarina

1

Fonte: Autor

Onde, a primeira peça representa parte do carregamento $Q_{i,acid}$, a segunda representa o carregamento do trem-tipo TB , a terceira uma combinação entre as cargas do trem-tipo e multidão, por fim, a quarta representa a pior situação da peça somente sobre a atuação da carga de multidão $Q_{e,acid}$.

Desta forma, teremos as seguintes reações na longarina 1, que será o nosso objeto de estudo:

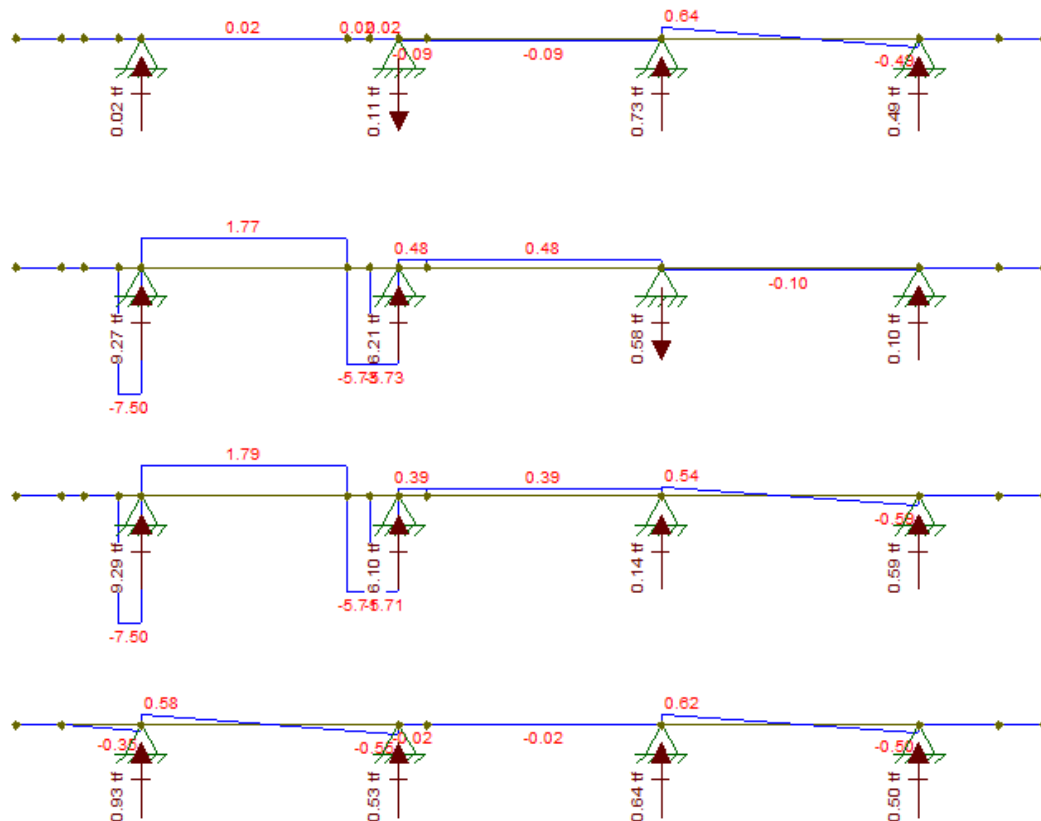


Figura 24- Diagrama de esforço cortante e as reações de apoio no ponto de esforço máximo apresentado na longarina 1

Fonte: Autor

Onde:

- $Q_{i,acid,l1} = 0,20 \text{ tf}$
- $TB_{l1} = 9,27 \text{ tf}$
- $Q_{e,acid,l1} = 0,93 \text{ tf}$

6.3. Determinação dos momentos solicitantes

Conhecida todas as cargas que atuam na estrutura, podemos então determinar o momento máximo atuante em cada trecho da viga. Para isso, foi elaborada uma planilha onde determinamos o coeficiente de majoração e a combinação das cargas na longarina representados no capítulo 2 no item 2.3 e no capítulo 3 no item 3.2 e 3.3 respectivamente. A tabela será apresentada a seguir:

Tabela 6- Fonte autor

Llong	24,00	m	Comprimento da Longarina
Qe	6,73	tf/m	Carga de Multidão
Qi	5,42	tf/m	Carga de Multidão
TT	20,87	tf	Carga do Trem-Tipo
n	20		Qtd de espaçamentos
S	1,04	m	Espaçamento dos pontos
Pplong	1,29	tf/m	Peso Proprio da Longarina
CIV	1,286		Coeficiente de Impacto Vertical
CNF	1,000		Coeficiente de Número de Faixas
CIA	1,250		Coeficiente de Impacto Adcional

Feito isso, podemos encontrar as maiores solicitações de acordo ao item 4.3 deste trabalho. No primeiro momento, obtivemos o momento máximo referente as cargas permanentes atuantes na estrutura, onde:

Tabela 7- Fonte: Autor

DADOS		DESCRIÇÃO	
Q _{e per}	3,89	tf/m	Reação na longarina devido ao PP do tabuleiro
Q _{e acid}	0,00	tf/m	Reação na longarina devido a multidão
Q _{i per}	3,89	tf/m	Reação na longarina devido ao PP do tabuleiro
Q _{i acid}	0,00	tf/m	Reação na longarina devido a multidão sem o TB
TB	0,00	tf	Carga do Trem-Tipo
PP long	1,29	tf/m	Peso Proprio da Longarina
n	20		Qtd de espaçamentos
Propriedade da Ponte			
L =	24,00	m	Comprimento da Ponte
NF=	2,00		Número de Faixas
Tipo	Concreto		Tipo da Ponte pode ser de Aço ou de Concreto

MOMENTO Trem-Tipo	MOMENTO Q _i	MOMENTO PLong	MOMENTO Q _e	MOMENTO Total	TABULEIRO
-------------------	------------------------	---------------	------------------------	---------------	-----------

Com isso, obtivemos o momento no valor de:

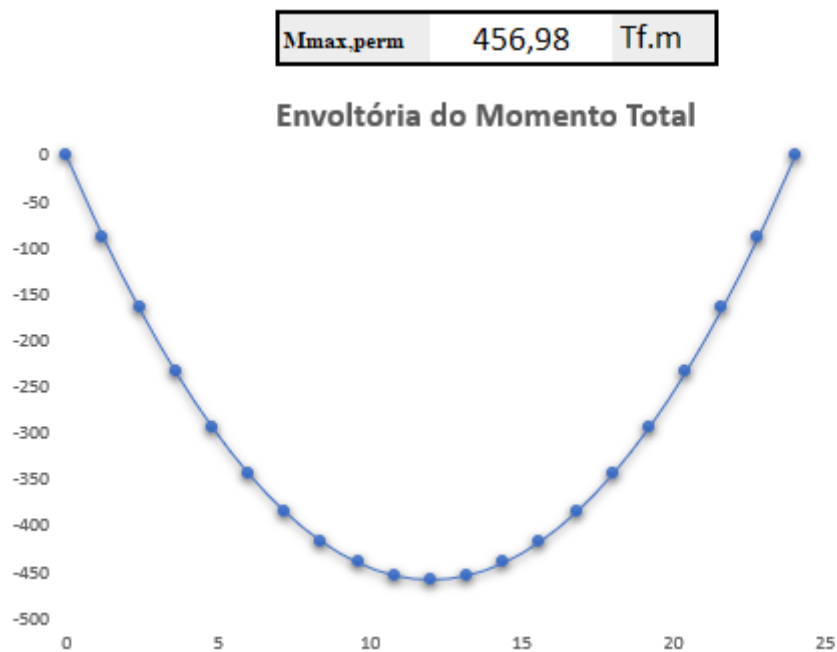


Figura 25- Fonte: Autor

De modo análogo, adquirimos o momento acidental máximo.

Tabela 8- Fonte: Autor

DADOS		DESCRIÇÃO	
Q _{e per}	0,00	tf/m	Reação na longarina devido ao PP do tabuleiro
Q _{e acid}	0,93	tf/m	Reação na longarina devido a multidão
Q _{i per}	0,00	tf/m	Reação na longarina devido ao PP do tabuleiro
Q _{i acid}	0,20	tf/m	Reação na longarina devido a multidão sem o TB
TB	9,27	tf	Carga do Trem-Tipo
PP long	0,00	tf/m	Peso Proprio da Longarina
n	20		Qtd de espaçamentos
Propriedade da Ponte			
L =	24,00	m	Comprimento da Ponte
NF=	2,00		Número de Faixas
Tipo	Concreto		Tipo da Ponte pode ser de Aço ou de Concreto

MOMENTO Trem-Tipo	MOMENTO Q _i	MOMENTO PLong	MOMENTO Q _e	MOMENTO Total	TABULEIRO
-------------------	------------------------	---------------	------------------------	---------------	-----------

Com o momento no valor de:

M_{max,acid} 423,54 Tf.m

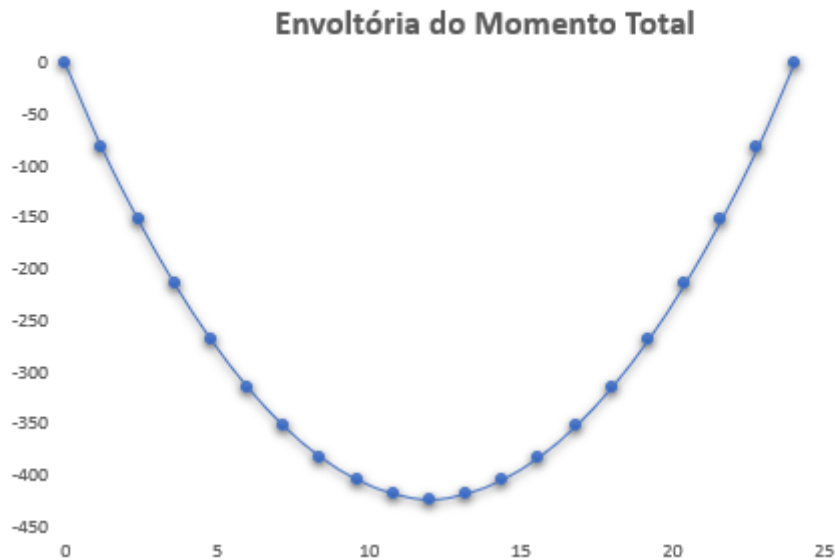


Figura 26- Fonte: Autor

Após termos obtidos os momentos, podemos partir para as etapas do dimensionamento da longarina.

6.3. Dimensionamento da longarina

Na superestrutura de concreto a (NBR 6118, 2014) recomenda a consideração de uma atuação monolítica entre o encontro da laje com a viga, ou seja, supondo que as duas trabalhem de forma simultânea.

A princípio, iremos apresentar as características geométrica da longarina que vai ser estudada, para isso, suas dimensões foram aplicadas em uma planilha no Excel. de modo que pode ser apresentada a seguir:

Tabela 9- Fonte: Autor

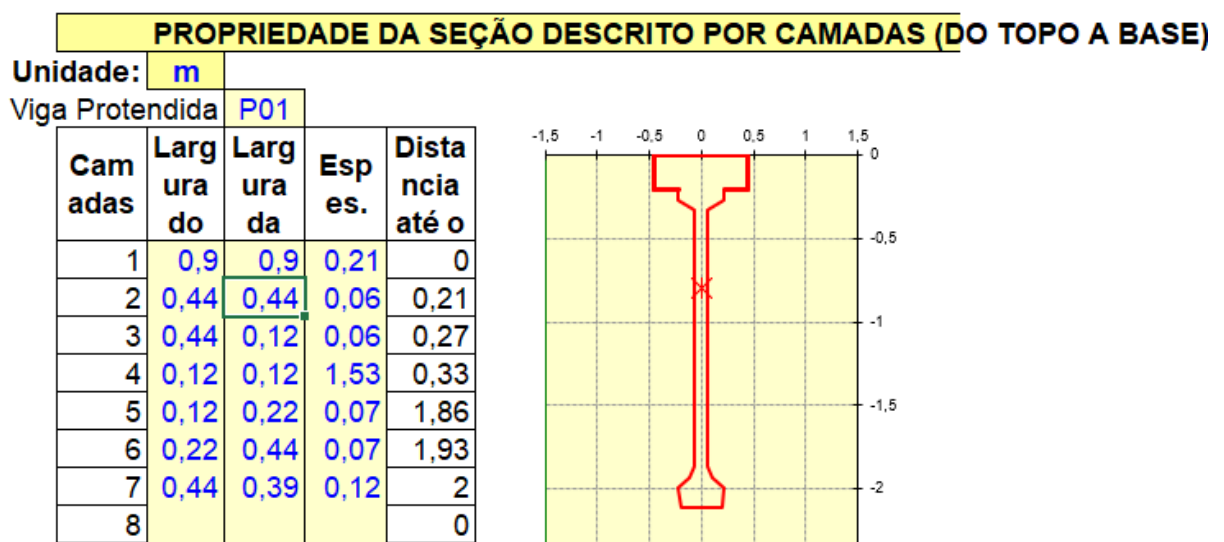


Figura 27- Fonte autor

Onde:

A camada 1 representa a laje e as demais camadas representam a longarina. Desta forma, as propriedades da seção podem ser apresentadas a seguir:

Tabela 10- Fonte: Autor

Propriedade da Seção	Peso da Peça
H = 2,11 m	12,9 KN
Area = 0,52 m ²	
I _x = 0,2843 m ⁴	
y _t = 0,77 m	
Y _{cg} = 1,34 m	
ws = 0,37 m ³	
wi = 0,21 m ³	
I _y = 0,0192 m ⁴	

Dando continuidade ao dimensionamento, iremos adotar a locação de duas bainhas na longarina de modo que a excentricidade não atrapalhe no cobrimento, posicionamento das amaduras passivas, estribos e espaçamentos entre as armaduras.

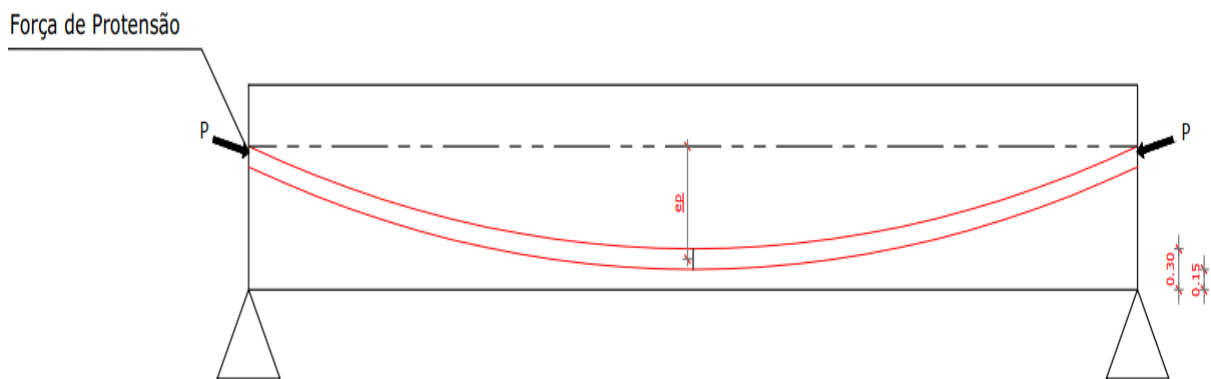


Figura 28- Fonte: Autor

A NBR (6118) admite o cálculo da excentricidade e_p da bainha considerando um único fio, porém, a mesma deverá obedecer a uma média entre as bainhas utilizadas. Desta forma, a e_p é dada da seguinte maneira:

$$e_p = Y_{cg} - \left(\frac{0,15 + 0,30}{2} \right)$$

Com isso, temos:

$$e_p = 1,34 - \left(\frac{0,15 + 0,30}{2} \right) = 1,12 \text{ m}$$

Com os dados geométricos da longarina conhecidos, podemos determinar as tensões atuantes na peça conforme apresentado no item 5.1 deste trabalho.

Sendo assim, temos as tensões provenientes dos carregamentos:

$$\sigma_{i_{acid}} = \frac{M_{acid}}{W_i} = \frac{4.235,4 \text{ kN.m}}{0,21} = 20.168,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{s_{acid}} = \frac{M_{acid}}{W_s} = \frac{4.235,4 \text{ kN.m}}{0,37} = - 11.447,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{i_{per}} = \frac{M_{per}}{W_i} = \frac{4.569,8 \text{ kN.m}}{0,21} = 21.760,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{s_{per}} = \frac{M_{per}}{W_s} = \frac{4.569,8 \text{ kN.m}}{0,37} = - 12.350,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

E as tensões devido as forças de protensão:

$$\sigma_{sp} = \left(-\frac{1}{A_c} + \frac{e_p}{W_s} \right) \cdot P_\omega = \left(-\frac{1}{0,52} + \frac{1,12}{0,37} \right) \cdot P_\omega = 1,1 \cdot P_\omega$$

$$\sigma_{ip} = \left(-\frac{1}{A_c} - \frac{e_p}{W_i} \right) \cdot P_\omega = \left(-\frac{1}{0,5} - \frac{1,12}{0,21} \right) \cdot P_\omega = -7,26 \cdot P_\omega$$

De acordo com que foi apresentado nos itens 5.1.1 e 5.2 deste trabalho, para o cálculo da força de protensão na longarina, serão utilizados os parâmetros na pós-tração com classificação de protensão limitada. Com isso, será feita a verificação do estado-limite de formação de fissura para a combinação frequente e combinação quase permanente de modo que respeitem os limites abordados no item 5.2.1 de compressão excessiva e tração.

Desta forma, utilizando um f_{ck} de 40 Mpa nossos limites de tração e compressão serão apresentados a seguir de forma respectivamente:

$$\sigma_T \leq f_{ct,f} = f_{ctk,inf} = \left(\frac{0,315}{1,5} \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \right) \cdot \alpha_s = \frac{0,315}{1,5} \cdot 40^{\frac{2}{3}} \cdot 1,2 = 2,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck} = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

Parâmetros da combinação frequente:

$$F_{d_{c,freq,s}} = \sigma_{sper} + \psi_1 \cdot \sigma_{sacid} = -12.350,8 - 0,4 \cdot 11.447,0 = -16.929,6 \text{ KPa}$$

$$F_{d_{c,freq,i}} = \sigma_{iper} + \psi_1 \cdot \sigma_{iacid} = 21.760,9 + 0,4 \cdot 20.168,6 = 29.828,34 \text{ KPa}$$

Com isso, podemos obter uma força de protensão no valor de:

$$P_{\infty} = \frac{F_{d_{c,freq,i}} - (f_{ctk,inf} \cdot 1000)}{|\sigma_{ip}|} = \frac{29.828,34 - 2.950}{7,26} = 3.702,2 \text{ kN}$$

Feito isto, a obtenção das tensões de tração e compressão são dadas da seguinte forma:

$$\sigma_s = (\sigma_{sp} \cdot P_{\infty}) + F_{d_{c,freq,s}} = 1,1 \cdot 3.702,2 - 16.929,6 = -12.857,2 \text{ kN}$$

$$\sigma_i = (\sigma_{ip} \cdot P_{\infty}) + F_{d_{c,freq,i}} = -7,26 \cdot 3.702,2 + 29.828,34 = 2.950 \text{ kN}$$

A força obtida obedece às duas condições de limite imposta sobre a viga.

Parâmetros da combinação quase permanente:

:

$$F_{d_{c,q,p,s}} = \sigma_{sper} + \psi_2 \cdot \sigma_{sacid} = -12.350,8 - 0,3 \cdot 11.447,0 = -15.784,9 \text{ KPa}$$

$$F_{d_{c,q,p,i}} = \sigma_{iper} + \psi_2 \cdot \sigma_{iacid} = 21.760,9 + 0,3 \cdot 20.168,6 = 27.811,5 \text{ KPa}$$

De forma similar a força para obedecer ao critério de descompressão será:

$$P_{\infty} = \frac{F_{d.c.q.p.i}}{|\sigma_{ip}|} = \frac{27.811,5}{7,26} = 3.830,8 \text{ kN}$$

E as obtenções das tensões de tração e compressão são:

$$\sigma_s = (\sigma_{sp} \cdot P_{\infty}) + F_{d.c.q.p.s} = 1,1 \cdot 3.830,8 - 15.784,9 = - 11,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = (\sigma_{ip} \cdot P_{\infty}) + F_{d.c.q.p.i} = -7,26 \cdot 3.830,8 + 27.811,5 = 0 \text{ kPa}$$

Nesta verificação a peça não pode apresentar tração em nenhum ponto, portando, a condição foi respeitada

Podemos notar que a força obtida através da combinação quase permanente obedece aos limites de descompressão e compressão excessiva. Desta forma, a força que será utilizada no dimensionamento será de:

$$P_{\infty} = 3.830,8 \text{ kN}$$

6.3.1. Determinação da força no ato da protensão e números de cordoalhas necessários

Para determinar a força que será aplicada no macaco de protensão, iremos definir uma perda de 20%, foi adotado esse valor por falta de dados necessários para o cálculo das perdas imediatas e progressivas. Desta maneira, temos:

$$P_i = \frac{P_{\infty}}{(1 - \Delta P)} = \frac{3.830,8}{1 - 0,20} = 4.788,5 \text{ kN}$$

Segundo o item 5.4 deste projeto, a tensão máxima que pode ser aplicada em cada cordoalha é dada como:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \cdot f_{ptk} = 0,74 \cdot 1900 = 140,6 \text{ kPa} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} = 0,82 \cdot 1710 = 140,22 \text{ kPa} \end{cases}$$

Com isso, utilizaremos o valor da tensão de 140,22kPa. De modo, que ao número de cordoalhas com diâmetro de 15,4 mm será:

$$n^{\circ} \text{ de cordoalhas} = \frac{P_i}{\sigma_{pi} \cdot A_{cord}} = \frac{4.788,5}{140,22 \cdot 1,43} = 23,88$$

Como precisamos de um número inteiro, serão necessárias 24 cordoalhas que serão divididas entre duas bainhas com 12 cordoalhas em cada.

6.3.2. Verificação para o estado limite último no ato da protensão

Como exibido no item 4.5, é preciso determinar a resistência no dia da protensão, para isso, iremos adotar que a protensão será feita 14 dias após a concretagem, pois é um valor que a maioria dos projetistas costumam utilizar. Desta forma, o valor da resistência será:

$$\beta_1 = e^{\{s[1-(28/t)^{1/2}]\}} = e^{\{0,38[1-(28/14)^{1/2}]\}} = 0,854$$

Logo:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} = 0,854 \cdot 40 = 34,16 \text{ MPa}$$

Com isso, as verificações da compressão e tração podem ser feitas a partir dos seguintes parâmetros:

$$\sigma_c \leq 0,7 \cdot f_{ckj} = 0,7 \cdot 34,16 = 23,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t \leq (1,2) \cdot (0,3) \cdot f_{ckj}^{\frac{2}{3}} = 1,2 \cdot 0,3 \cdot 34,16^{\frac{2}{3}} = 3,79 \text{ MPa}$$

Desta maneira, as tensões atuantes na peça no ato da protensão podem ser expostas desta forma:

$$\sigma_s = \sigma_{s,pp} + (\gamma_p \cdot \sigma_{sp} \cdot P_i) = -\frac{12,9 \cdot 24^2}{0,37} + (1,1 \cdot 1,1 \cdot 4.788,5) = 3.283,8 \text{ KPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{i,pp} + (\gamma_p \cdot \sigma_{ip} \cdot P_i) = \frac{12,9 \cdot 24^2}{0,21} - (1,1 \cdot 7,26 \cdot 4.788,5) = -33.818,1 \text{ kPa}$$

Como visto acima, a peça não passou nos limites de compressão, ou seja, ela está sob compressão excessiva no ato da protensão. Para resolver tal situação, será necessário a divisão da protensão em duas etapas, onde na primeira etapa será feita a protensão na bainha 1 para o transporte da peça, e em seguida, no momento no posicionamento da longarina no local desejado será feita a segunda protensão na bainha 2.

Desta forma, a força que será utilizada para a nova verificação no ato da protensão será a equivalente ao número de cordoalhas de uma bainha, podendo ser expressa como:

$$n^{\circ} \text{ de cordoalhas} = \frac{P_i}{\sigma_{pi} \cdot A_{cord}}$$

Onde:

$$12 = \frac{P_i}{140,22 \cdot 1,43}$$

Com isso:

$$P_i = 2.406,17 \text{ kN}$$

Fazendo uma nova verificação, temos:

$$\sigma_s = \sigma_{s,pp} + (\gamma_p \cdot \sigma_{sp} \cdot P_i) = -\frac{12,9 \cdot 24^2}{0,37} + (1,1 \cdot 1,1 \cdot 2.406,17) = 401,2 \text{ KPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{i,pp} + (Y_p \cdot \sigma_{ip} \cdot P_i) = \frac{12,9 \cdot 24^2}{0,21} - (1,1 \cdot 7,26 \cdot 2.406,17) = -14.792,8 \text{ kPa}$$

Assim, as tensões no ato da protensão para o transporte respeitam os parâmetros adotados.

6.3.3. Determinação da armadura passiva

Como foi visto no item 4.6, podemos determinar a área de aço da armadura passiva através do equilíbrio das forças que chega na seguinte equação:

$$A_s = \frac{0,85f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f + 0,85f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b_w - \sigma_{pd} \cdot A_p}{\sigma_{sd}}$$

Porém, ainda não temos conhecimento da altura da linha neutra da peça, esse valor pode ser encontrado através da expressão:

$$x = \frac{d}{\lambda} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{sd}}{\alpha_c \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}} \right]$$

Com as características geométricas em mãos e o momento M_{sd} sendo a soma entres os momentos acidentais e permanentes, a linha neutra tem o valor de:

$$x = \frac{2070}{0,8} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 880,52 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 28,57 \cdot 1000 \cdot 2070^2}} \right] = 229,1 \text{ mm ou } 0,2291 \text{ m}$$

Desta maneira, a armadura passiva pode ser:

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 2,857 \cdot 44 \cdot 21 + 0,85 \cdot 2,857 \cdot 0,8 \cdot 22,91 \cdot 12 - 148,69 \cdot 34,32}{43,5}$$

$$A_s = -53,44 \text{ cm}^2$$

O valor negativo da área significa que não é necessário a utilização de armadura passiva. Porém, a NBR (6118) determina a utilização de uma armadura mínima.

$$A_{s,min} = \frac{\rho_{min}}{100} \cdot A_c = \frac{0,158}{100} \cdot 5900 = 9,322 \text{ cm}^2$$

Desta forma, obtemos (5Ø16mm) equivalente à 10 cm².

6.3.4. verificação do domínio 3

Como já foi apresentado neste trabalho, primeiro iremos determinar o pré-alongamento da armadura ativa. Para isso, temos:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{\Delta N_{pnd}}{A_p \cdot E_p}$$

Onde:

$$\sigma_{cp} = \frac{Y_p \cdot N_p}{A_c} + \frac{Y_p \cdot N_p e_p^2}{I_c} = -\frac{0,9 \cdot 4.788,5}{0,52} + \frac{0,9 \cdot 4.788,5 \cdot 1,12^2}{0,2843} = 10.727,4 \text{ kPa}$$

Seguindo a linha de raciocínio deste trabalho, temos:

$$\begin{aligned} N_{pnd} &= Y_p(N_p + \alpha_p \cdot A_p \cdot \sigma_{cp}) = 0,9(4.788,5 + (6,274 \cdot 34,32 \cdot 10^{-4} \cdot 10.727,4)) \\ &= 4.517,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Com isso:

$$\Delta\varepsilon_{pi} = \frac{4.517,5 \cdot 10^{-3} \cdot 1000}{200000 \cdot 34,32 \cdot 10^{-4}} = 6,58\%$$

Com o pré-alongamento da armadura ativa conhecido, podemos seguir o roteiro de cálculo para a verificação do dom 3 e o momento resistente da peça.

6.3.4.1. Roteiro de cálculo

- $A_s = 10,00 \text{ cm}^2$
- $A_p = 34,32 \text{ cm}^2$
- $M_{sd} = 880,52 \text{ tf.m}$
- $\Delta\varepsilon_{pi} = 6,58\text{‰}$
- Aço CP-190

1. Determinação das tensões de tração:

$$\sigma_{pd} = \frac{f_{pyk}}{\gamma_s} = \frac{1710}{0,15} = 1.487 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

2. Determinação das forças de tração:

$$N_{pd} = A_p \cdot \sigma_{pd} = 34,32 \cdot 10^{-4} \cdot 1.487 = 5,1 \text{ MN}$$

$$N_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd} = 10 \cdot 10^{-4} \cdot 435 = 0,345 \text{ MN}$$

$$N_{td} = N_{pd} + N_{sd} = 0,345 + 5,1 = 5,445 \text{ MN}$$

3. Determinação da tensão no concreto:

$$\sigma_{cd} = \alpha_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{40}{1,4} = 24,29 \text{ MPa}$$

4. Equilíbrio das forças na seção:

$$N_{td} = N_{cd} = 5,445 \text{ MN}$$

5. Determinação da área comprimida e posição da linha neutra:

$$A_{cc} = \frac{N_{cd}}{\sigma_{cd}} = \frac{5,445}{24,26} = 0,225 \text{ m}^2$$

$$A_{cc} = A_{mesa} + A_{long} = (0,9 \cdot 0,21) + (0,12 \cdot (y - 0,21))$$

$$y = 0,51 \text{ m}$$

$$x = \frac{0,335}{0,8} = 0,64 \text{ m}$$

6. Verificação do domínio 3:

$$d_s = h - c = 2,11 - 0,04 = 2,07 \text{ m}$$

$$d_p = e_p + (h - Y_{cg}) = 1,12 + (2,11 - 1,34) = 1,89 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sd} = \frac{(d_s - x)}{x} \cdot 3,5\text{‰} = \frac{2,07 - 0,64}{0,64} \cdot (3,5\text{‰}) = 7,82\text{‰}$$

$$\Delta\varepsilon_{pd} = \frac{(d_p - x)}{x} \cdot 3,5\text{‰} = \frac{1,89 - 0,64}{0,64} \cdot (3,5\text{‰}) = 6,83\text{‰}$$

$$\varepsilon_{pd} = \Delta\varepsilon_{pd} + \Delta\varepsilon_{pi} = 6,83 + 6,58 = 13,41\text{‰}$$

$\varepsilon_{pd} > 7,43\text{‰}$, em escoamento. Ok!

$2,07 \leq \varepsilon_{sd} \leq 10\text{‰}$, em escoamento no domínio 3 confirmado. Ok!

$\Delta\varepsilon_{pd} < 10\text{‰}$, confirmado. Ok!

7. Determinação dos braços de alavanca z_p e z_s :

$$\bar{y} = 0,25$$

$$z_p = d_p - \bar{y} = 1,89 - 0,25 = 1,64 \text{ m}$$

$$z_s = d_s - \bar{y} = 2,07 - 0,25 = 1,82 \text{ m}$$

8. Determinação no momento resistente:

$$M_{Rd} = N_{pd} \cdot z_p + N_{sd} \cdot z_s = 5,1 \cdot 1,64 + 0,345 \cdot 1,82 = 8,992 \text{ MN.m}$$

9. Verificação da segurança:

$$M_{Rd} \geq M_{sd}$$

$$899,2 \text{ tf.m} \geq 880,52 \text{ tf.m}$$

Assim, satisfazemos a condição de segurança no ELU.

Sendo assim, a armadura pode ser discretizada da seguinte forma:

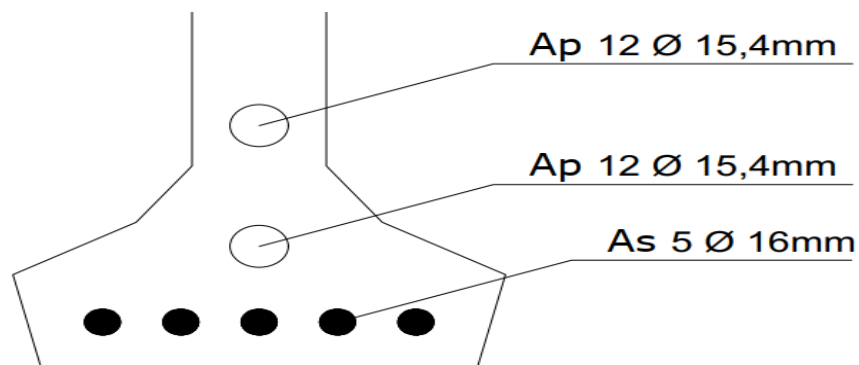


Figura 29- Discretização das armaduras longitudinais

Fonte: Autor

7: CONSIDERAÇÕES FINAIS

O desenvolvimento do vigente estudo tratou-se de uma análise detalhada do funcionamento das estruturas de concreto protendido, e como é feito as verificações das cargas que compõem uma ponte, de modo que, pode ser apresentado um roteiro de cálculo do dimensionamento de uma longarina.

Para isso, foram desenvolvidas duas planilhas no Excel com as equações apresentadas nesta pesquisa, estes mecanismos serviram para acelerar o processo de obtenção de dados, onde é possível determinar os carregamentos máximos da peça de forma prática, em que, com uma simples modificação foi possível determinar as cargas acidentais, permanentes e peso próprio. Além de, exibir os balanços da quantidade de cordoalhas, força de protensão e características geométricas da estrutura.

Vale ressaltar que, o objeto de estudo desta pesquisa tratava-se de uma longarina que já tinha sido estudada na Tese de doutorado do professor Carlos Frederico Macêdo Cortês, nesta as análises e dimensionamentos foram todos de forma computacional, em que a utilização e verificação de seções muito otimizadas acarretaram em diversas análises para conseguir a verificação da seção.

A maior dificuldade durante a execução dos cálculos desta pesquisa, foi por causa da seção da peça que não poderia ser modificada, no desenvolvimento do processo de dimensionamento, isso foi consequente do ato laborioso de efetuar os cálculos seguindo a linha de raciocínio apresentada nesta pesquisa.

A leitura deste trabalho proporciona um ótimo embasamento teórico a nível de graduação para os leitores que procuram um manual completo de como se deve dimensionar a longarina de uma ponte nos rigores das normas brasileiras de estruturas.

Devido ao fato de ser um estudo restrito a uma ponte, é possível perceber que existem uma gama de conteúdos que podem ser aprofundados sobre o tema. Sendo válido mencionar que não foram abordados no processo de cálculo a construção das perdas de cargas, pois trata-

se de um método interativo não trivial, podendo servir de proposta para um trabalho futuro, afim de tornar o projeto mais completo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] MARTHA, L.F. FTOOL - **Um programa gráfico-interativo para ensino de comportamento de estruturas**. Versão educacional 2.11, Rio de Janeiro, agosto de 2002,
- [2] ABNT NBR 6118/2014 – **Projeto de estruturas de concreto**. 2014.
- [3] ABNT NBR 6118/2014 – **Projeto de pontes de concreto armado e concreto protendido**, 2003.
- [4] ABNT NBR 7188/2013- **Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. 2013.
- [5] DUARTE, Evandro – **Cálculo completo de uma viga isostática protendida** – Apostila, 1995.
- [6] DUARTE, Evandro – **Projeto e cálculo de uma viga isostática de concreto protendido** – Revista concreto e Construções n°78, 2015.
- [7] RODRIGUES, Glauco – **Concreto protendido**, Apostila, 2008.
- [8] PFEIL, Walter – **Concreto protendido**, Livro, 1984.
- [9] CHOLFE, Luiz & BONILHA, Luciana – **Concreto Protendido Teoria e Prática**, Livro, 2013.
- [10] HANAI, João – **Fundamentos do Concreto Protendido**, E-book, 2005.
- [11] CORTÊS, Carlos – **Otimização do projeto da superestrutura de pontes pré-fabricadas pelo método dos algoritmos genéticos**, Tese, 2010.