

**UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA DE ILHA SOLTEIRA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

GIOVANI LUIS BREGALANTE CALÇA

**VALIDAÇÃO DO SOFTWARE "PROTENSAO" COM FINALIDADE PEDAGÓGICA
PARA O CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
PROTENDIDO**

**ILHA SOLTEIRA
2024**

GIOVANI LUIS BREGALANTE CALÇA

**VALIDAÇÃO DO SOFTWARE "PROTENSÃO" COM FINALIDADE PEDAGÓGICA
PARA O CÁLCULO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS EM CONCRETO
PROTENDIDO**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentada à Faculdade de Engenharia do Câmpus de Ilha Solteira (FEIS), da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP), como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Orientador: Dr. Emerson Alexandro Bolandim

ILHA SOLTEIRA

2024

FICHA CATALOGRÁFICA
Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

C144v Calça, Giovani Luis Bregalante.
Validação do software "Protensao" com finalidade pedagógica para o cálculo de elementos estruturais em concreto protendido / Giovani Luis Bregalante
Calça. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2024
42 f. : il.

Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) -
Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, 2024

Orientador: Emerson Alexandro Bolandim

Inclui bibliografia

1. Concreto protendido. 2. Pós-tração aderente. 3. Estados limites. 4.
Verificações de segurança.


Amanda Sertori dos Santos
Bibliotecária - CRB/8-9061
Seção Técnica de Referência, Atendimento ao
Usuário e Documentação
Diretoria Técnica de Biblioteca e Documentação

FOLHA DE APROVAÇÃO

Aluno: Giovani Luis Bregalante Calça

Titulo: Validação do software "Protensao" com Finalidade Pedagógica para o Cálculo de Elementos Estruturais em Concreto Protendido

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado como parte dos requisitos para obtenção do grau de Engenheiro Civil, junto ao Curso de Graduação em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Campus de Ilha Solteira

COMISSÃO EXAMINADORA

Documento assinado digitalmente
 EMERSON ALEXANDRO BOLANDIM
Data: 10/01/2024 15:23:07-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Emerson Alexandro Bolandim

UNESP – Campus de Ilha Solteira (Orientador)

Documento assinado digitalmente
 ROGERIO DE OLIVEIRA RODRIGUES
Data: 11/01/2024 08:48:53-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Rogério de Oliveira Rodrigues

UNESP – Campus de Ilha Solteira

Angelo Rubens Migliore Junior
Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior

UNIFEB – Centro Universitário da Fundação Educacional de Barretos

Ilha Solteira

10 / 01 / 2024

RESUMO

Este trabalho busca como objetivo realizar uma validação de um exemplo presente no software "Protensao", comparando seus resultados obtidos analiticamente com os obtidos pelo programa. Desenvolvido com *Visual Basic .NET*, o software oferece uma interface gráfica facilitadora para inserção de dados e geração de gráficos do perfil de cabos em elevação e em planta, a posição dos cabos em corte, a força de tração nos cabos e as tensões normais em diferentes seções, dentre outras funções. Destaca-se sua aplicabilidade como recurso didático em níveis de graduação e pós-graduação, proporcionando exemplos práticos de dimensionamento de vigas para a compreensão do usuário. Para a realização do dimensionamento analítico da viga protendida isostática, foram utilizadas as recomendações preconizadas pela ABNT NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento para um exemplo de viga protendida com pós-tração aderente e protensão completa. Os resultados obtidos foram comparados, indicando aderência nos resultados obtidos de forma analítica àqueles obtidos por meio do dimensionamento pelo software, bem como foi realizado sugestões de melhorias que podem ser implementadas no programa a fim de facilitar o entendimento de novos usuários.

Palavras-chave: Concreto protendido. Pós-tração aderente. Estados limites. Verificações de segurança.

ABSTRACT

This study aims to validate an example within the "Protensao" software by comparing its analytically obtained results with those generated by the program. Developed using Visual Basic .NET, the software provides a user-friendly graphical interface for data input and the generation of cable profile diagrams in elevation and plan views, cable positions in cross-section, cable traction force, and normal stresses in different sections, among other functions. Its applicability as an instructional resource at both undergraduate and postgraduate levels is noteworthy, offering practical examples of beam design to enhance user understanding. To perform the analytical design of the prestressed isostatic beam, the recommendations outlined in ABNT NBR 6118:2023 - Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento were followed, specifically for an example of prestressed beam with adherent post-tensioning and full prestressing. The obtained results were compared, indicating consistency between the analytically derived results and those obtained through the software-based design. Additionally, suggestions for improvements were provided, aiming to enhance the program's user-friendliness, particularly for new users.

Keywords: Prestressed concrete. Bonded post-tensioning. Limit states. Safety verifications.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	ASPECTOS GERAIS	8
1.2	OBJETIVOS	9
2	CONCRETO PROTENDIDO	10
2.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	10
2.2	SISTEMAS DE PROTENSÃO	12
2.3	ESTADOS-LIMITES	14
2.3.1	Estado-Limite Último (ELU)	14
2.3.2	Estado-Limite de Serviço (ELS)	14
2.3.3	Domínios de deformações	15
2.3.3.1	<i>Domínio 1</i>	17
2.3.3.2	<i>Domínio 2</i>	17
2.3.3.3	<i>Domínio 3</i>	17
2.3.3.4	<i>Domínio 4</i>	17
2.3.3.5	<i>Domínio 4a</i>	18
2.3.3.6	<i>Domínio 5</i>	18
2.3.3.7	<i>Reta b</i>	18
2.4	AÇÕES NAS ESTRUTURAS	18
2.5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	19
2.6	NÍVEIS DE PROTENSÃO E ESTADOS LIMITES	21
3	AÇOS DE PROTENSÃO	25
3.1	FIOS ENCRUADOS E FIOS POR TREFILAÇÃO	25
3.2	CORDOALHAS	25
3.3	PROPRIEDADES MECÂNICAS	26
4	METODOLOGIA	27
4.1	SOFTWARE "PROTENSAO"	27
4.2	EXEMPLO DESENVOLVIDO	27
5	CÁLCULO DA VIGA PROTENDIDA	31
5.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	31
5.2	CÁLCULO DE ESFORÇOS E TENSÕES DE REFERÊNCIA	32
5.2.1	Tensões atuantes na seção inicial	32
5.2.2	Tensões atuantes na seção final	33
5.3	CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO E DA ARMADURA ATIVA	33
5.4	TENSÕES PROVENIENTES DA PROTENSÃO NO ATO DE PROTENSÃO	37

5.5	VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA (ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO)	38
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	41
	REFERÊNCIAS	42

1 INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS GERAIS

Embora os princípios da protensão tenham sido introduzidos nos Estados Unidos por Peter H. Jackson e na Alemanha por C. F. W. Doehring no final do século XIX, Sanabra Loewe e Capellà Llovera (2014) apontam que foi com o francês Eugène Freyssinet que a tecnologia do concreto protendido teve um grande avanço. Em 1928, Eugène Freyssinet apresentou as hipóteses fundamentais e necessárias para obter sucesso na protensão do concreto, por meio de estudos sobre os efeitos da retração e da deformação lenta do material.

Segundo Nawy (1996), após a devastação da Europa pela Segunda Guerra Mundial, surgiu a necessidade de reconstruir rapidamente as principais pontes que haviam sido destruídas durante o conflito. Nesse contexto, G. Magnel, em Ghent (Bélgica), e Y. Guyon, na França, desenvolveram métodos e conceitos de protensão para o projeto e construção de diversas pontes na Europa Ocidental e Central. Na Inglaterra, durante as décadas de 30 a 60, P. W. Abeles introduziu o conceito de protensão parcial. Além disso, os trabalhos de F. Leonhardt (Alemanha), V. Mikhailov (Rússia) e T. Y. Lin (Estados Unidos) também foram importantes para o desenvolvimento e aprimoramento do concreto protendido.

A ponte do Galeão, localizada no Rio de Janeiro, foi a primeira obra de concreto protendido realizada no Brasil. Sua construção foi realizada em 1948, fazendo uso de aço de protensão, ancoragens e equipamentos importados da França. O projeto foi desenvolvido sob a supervisão de Eugène Freyssinet, renomado especialista no campo. Inaugurada em janeiro de 1949, a ponte obteve o título de ser a mais longa do mundo à época, com 380 metros de extensão e vãos variando entre 19 e 43 metros. A execução da ponte envolveu o uso de tubulões submetidos a ar comprimido, além de travessas de apoio pré-moldadas e vigas longitudinais de seção I, pré-moldadas com a aplicação de um sistema de pós-tração com protensão completa (VASCONCELOS, 1992).

Segundo as observações de Cholfe e Bonilha (2018), a trajetória da Engenharia Estrutural ao longo do último século tem sido moldada, principalmente, pela evolução de três componentes fundamentais: materiais estruturais, métodos de cálculo e projeto, e procedimentos construtivos. No contexto dos materiais estruturais, o desenvolvimento de novos aditivos e adições para o concreto desempenhou um papel crucial, resultando em melhorias substanciais em termos de qualidade, durabilidade e resistência à compressão. Atualmente, os valores de resistência à compressão alcançam patamares que excedem significativamente os típicos 50 MPa em apenas 28 dias, chegando a valores superiores a 200 MPa em alguns casos.

Além disso, o progresso na indústria das ligas metálicas, impulsionado em grande parte por aprimoramentos no processo de trefilação e pela incorporação de elementos químicos mais refinados na composição do aço, culminou na disponibilidade, recentemente, do aço de alta resistência CP-240 RB no mercado brasileiro. Este tipo de aço demonstra um notável potencial, especialmente quando aplicado em elementos de concreto protendido.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo realizar uma validação do software "Protensao", comparando os resultados de um exemplo de viga protendida com pós-tração aderente obtidos de forma analítica com os resultados presentes no software.

2 CONCRETO PROTENDIDO

A ABNT NBR 6118:2023 define elementos de concreto protendido, como aqueles “[...] nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, impedir ou limitar a fissuração e os deslocamentos da estrutura, bem como propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no Estado Limite Último (ELU)”.

Já o ACI 318:2019 define concreto protendido, como aquele elemento no qual “[...] foram introduzidas tensões internas para reduzir possíveis tensões de tração no concreto resultantes de cargas externas”. A definição americana de concreto protendido é complementada pelo manual de projeto de concreto pré-moldado e protendido do PCI (2010), de modo que o concreto protendido “[...] pode ser usado para melhorar as capacidades estruturais de um elemento de concreto”.

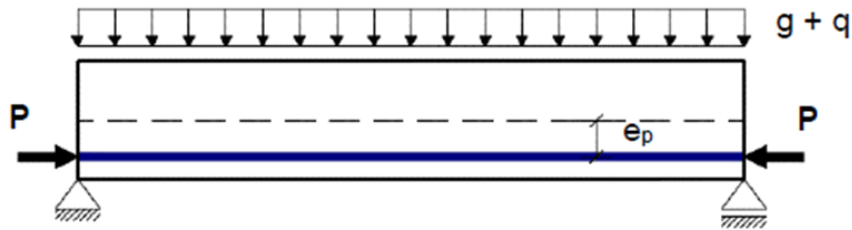
2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

De acordo com Leonhardt (1983), a baixa resistência à tração do concreto levou à busca por uma solução que consiste em submeter as regiões tracionadas de elementos em concreto à compressão, por meio da aplicação de uma força de protensão P com uma excentricidade na seção transversal. Dessa forma, as tensões de compressão resultantes da protensão têm o efeito de reduzir ou eliminar as tensões de tração no concreto, que são causadas pelo seu próprio peso e pelas cargas aplicadas, conforme mostrado na Figura 1a. Essa configuração exemplifica o caso de uma viga isostática com armadura ativa linear e excêntrica em relação ao eixo longitudinal do elemento de concreto.

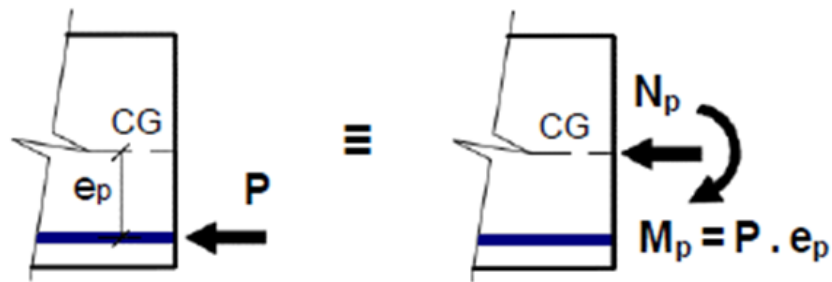
Segundo Beer e Johnston (2015), a aplicação da força de protensão P com excentricidade em relação ao centro geométrico CG da seção transversal do elemento de concreto pode ser equivalente a uma força normal de protensão N_p e a um momento isostático de protensão M_p (Figura 1b). Esse momento isostático de protensão é determinado pelo produto da força de protensão P pela excentricidade de protensão e_p . O momento isostático de protensão M_p provoca compressão nas fibras localizadas abaixo do CG da peça de concreto e tração nas fibras acima do CG da peça de concreto, conforme ilustrado na Figura 1c. Vale ressaltar que a convenção de sinais adotada considera valores negativos para tensões de compressão e valores positivos para tensões de tração.

Figura 1 – Efeitos da protensão e tensões nas bordas da seção de meio do vão

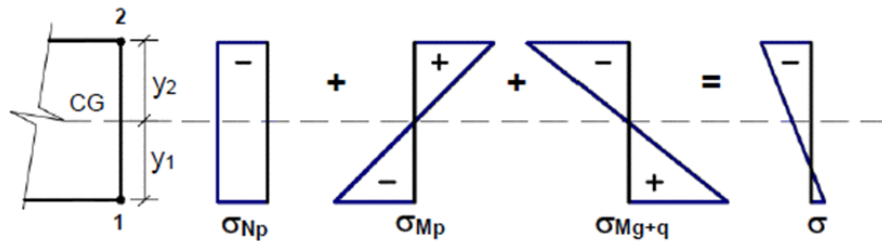
(a) Esquema de viga isostática protendida



(b) Equivalência estática dos efeitos da protensão



(c) Tensões nas bordas da seção de meio do vão



Fonte: Adaptado de Leonhardt (1983)

Conforme observado por Pfeil (1984), é possível determinar as tensões normais nas bordas da seção de concreto no regime elástico-linear (Estádio I), considerando um material homogêneo e isotrópico e aplicando as hipóteses de Bernoulli (assume que a seção transversal permanece plana após a deformação por flexão) e Navier (que estabelece que as tensões normais são proporcionais à distância em relação à fibra neutra).

As tensões normais da protensão em uma fibra genérica y , podem ser calculadas pela Equação 1.

$$\sigma_{cy, N_p} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p \cdot y}{I_c}, \text{ observados os sinais de } N_p, e_p \text{ e } y \quad (1)$$

Onde, e_p e y são positivos abaixo do CG e $N_p < 0$.

As tensões máximas ocorrem nas fibras extremas superior e inferior da seção transversal. O cálculo para a fibra superior e inferior estão expostos nas Equações 2 e 3, respectivamente.

$$\sigma_{c,\text{sup},N_p} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p}{W_{c,\text{sup}}} \quad (2)$$

$$\sigma_{c,\text{inf},N_p} = \frac{N_p}{A_c} + \frac{N_p \cdot e_p}{W_{c,\text{inf}}} \quad (3)$$

Onde, $W_{c,\text{sup}}$ é módulo resistente à flexão da seção de concreto em relação a fibra superior e $W_{c,\text{inf}}$ é módulo resistente à flexão da seção de concreto em relação a fibra inferior.

Em função da posição de N_p , regida pela excentricidade, pode-se ter dois tipos de protensão: a protensão centrada ($e_p = 0$) e a protensão excêntrica ($e_p \neq 0$). No primeiro caso, visto que a força de protensão está aplicada diretamente no CG da seção transversal, obtêm-se um cenário de compressão $\sigma_{c,N_p} = \frac{N_p}{A_c}$, uniforme na seção inteira. Já no segundo caso, com a força de protensão excêntrica e_p variando ao decorrer da seção transversal, o resultado será de flexão composta com tensões máximas (+ e -) nas fibras extremas superior e inferior.

2.2 SISTEMAS DE PROTENSÃO

Conforme descrito por Pfeil (1984), a técnica de protensão envolve o uso de barras ou cabos de aço de alta resistência, que são tracionados e ancorados no concreto. As armaduras de protensão, como cordoalhas, fios e cabos de aço, desempenham um papel crucial nesse processo. Dependendo do sistema construtivo e da forma como a força de protensão é aplicada à seção de concreto durante a fase de construção, os elementos em concreto protendido podem ser classificados como pré-tracionados ou pós-tracionados.

O sistema de pré-tração, conforme abordado por Hanai (2005), é amplamente utilizado em indústrias, onde a concretagem é feita em pistas de protensão fixas. As armaduras são posicionadas longitudinalmente ao longo da pista e fixadas nas extremidades. Durante a protensão, os cabos de aço são estirados com macacos hidráulicos até atingir a força desejada. O concreto é então lançado nas formas, envolvendo as armaduras estiradas. Após a cura do concreto, parte do alongamento aplicado nas armaduras é liberado e as armaduras são cortadas junto às faces do concreto, resultando em elementos protendidos.

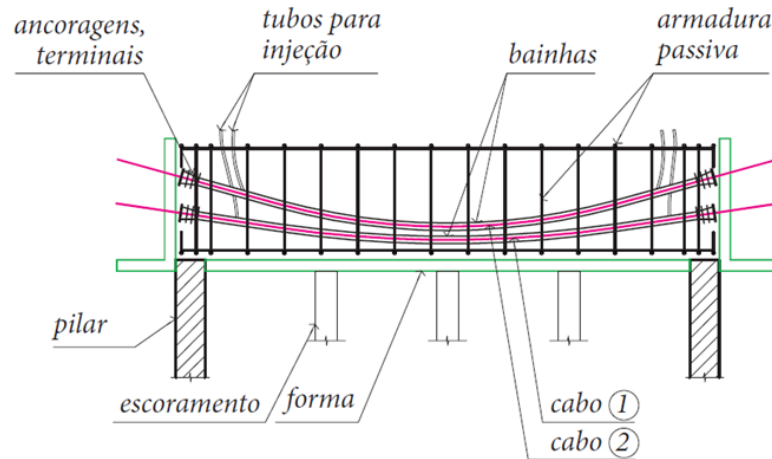
Já o sistema de peças de concreto com armadura ativa pós-tracionada, com aderência posterior (protensão com aderência), de acordo com o item 3.1.8 da ABNT NBR 6118:2023, referem-se a estruturas de concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa ocorre após o endurecimento do concreto. Nestes casos, partes do próprio elemento estrutural são utilizadas como apoios, estabelecendo posteriormente aderência permanente ao concreto por meio da injeção de nata (calda) de cimento dentro das bainhas. Essa técnica tem aplicação generalizada em obras de médio e grande porte, especialmente em projetos viários como pontes e viadutos, onde as estruturas são tradicionalmente moldadas e protendidas no local da construção. A transferência da força de protensão é realizada por meio de ancoragens terminais que estão

incorporadas na própria peça, sendo as unidades de protensão constituídas por cordoalhas ou fios isolados do concreto através do seu posicionamento dentro de bainhas metálicas (CHOLFE; BONILHA, 2018).

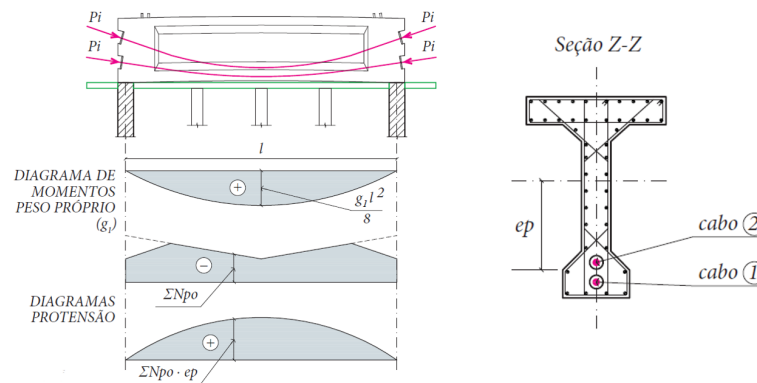
As etapas de construção das peças pós-tracionadas com injeção posterior podem ser resumidas seguindo a Figura 2.

Figura 2 – Pós-tração com aderência posterior: sequência construtiva

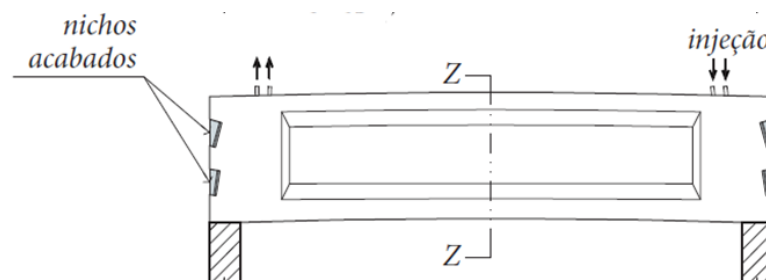
(a) Preparação da estrutura. Armaduras e detalhes construtivos



(b) Concretagem, adensamento, cura e aplicação da protensão



(c) Injeção e acabamentos. Peça pronta em condições de receber os demais carregamentos



Fonte: Adaptado de Cholfe e Bonilha (2018)

2.3 ESTADOS-LIMITES

As estruturas de Concreto Protendido, com objetivo de garantir a segurança e desempenho adequado durante o uso, devem ser planejadas considerando os Estados Limites, que estão descritos no item 3.2 da ABNT NBR 6118:2023.

2.3.1 Estado-Limite Último (ELU)

O Estado-Limite Último é o “estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

2.3.2 Estado-Limite de Serviço (ELS)

Os Estados-Limites de Serviço são definidos pela ABNT NBR 6118:2023 (item 10.4) como “aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas. A segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço definidos na Seção 3. Em construções especiais pode ser necessário verificar a segurança em relação a outros estados-limites de serviço não definidos nesta Norma.” Ao atingir um Estado-Limite de Serviço, a integridade de uma estrutura pode ser comprometida, afetando suas condições de conforto e longevidade, mesmo antes de chegar ao colapso. Os Estados-Limites de Serviço definidos pela ABNT NBR 6118:2023 (item 3.2) são:

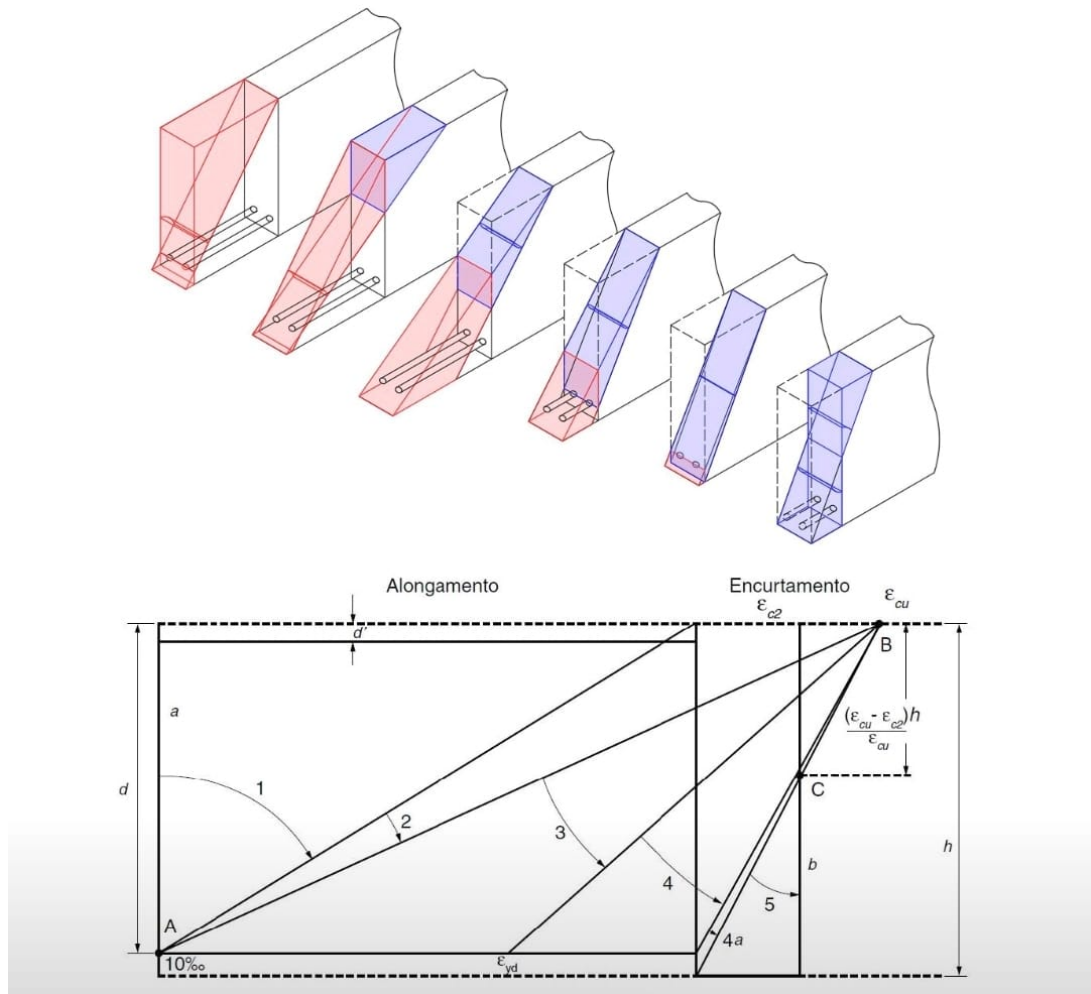
- a) Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F): "Estado em que se inicia a formação de fissuras. Admite-se que este estado limite é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a $f_{ct,f}$ ";
- b) Estado Limite de Abertura das Fissuras (ELS-W): "Estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados em 13.4.2";
- c) Estado Limite de Deformações Excessivas (ELS-DEF): "Estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal dados em 13.3 (ver 17.3.2)";
- d) Estado Limite de Descompressão (ELS-D): "Estado no qual em um ou mais pontos da seção transversal a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção. Verificação usual no caso do concreto protendido (ver 13.4.2)";
- e) Estado Limite de Descompressão Parcial (ELS-DP): "Estado no qual garante-se a compressão na seção transversal, na região onde existem armaduras ativas. Essa região deve se estender até uma distância a_p da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão";

- f) Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE): "Estado em que as tensões de compressão atingem o limite convencional estabelecido. Usual no caso do concreto protendido na ocasião da aplicação da protensão (ver 17.2.4.3.2.a)";
- g) Estado Limite de Vibrações Excessivas (ELS-VE): "Estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção".

2.3.3 Domínios de deformações

Os critérios definidos para calcular os esforços resistentes das seções de vigas, pilares e tirantes sob ação de força normal e momentos fletores são encontrados no item 17.2 da ABNT NBR 6118:2023. Desse modo, uma das hipóteses básicas admitidas é que o “estado-limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios ...”. Há cinco tipos de domínios, sendo cada um específico para ilustrar as diferentes distribuições de deformações que ocorrem nas seções transversais de vigas, pilares e tirantes quando submetidos a tensões normais. As deformações incluem tanto alongamento (tensão normal de tração) quanto o encurtamento (tensão normal de compressão). A ocorrência de possíveis modos de ruptura é categorizada de duas maneiras principais: primeiro, através da deformação plástica da armadura sob tensões de tração, o que é representado pela reta a e pelos domínios 1 ou 2; segundo, pelo encurtamento limite do concreto do concreto, que corresponde à reta b e aos domínios 3, 4, 4a ou 5.

Figura 3 – Diagramas possíveis dos domínios de deformações



Fonte: Padovani (2023)

Para os concretos do Grupo I de resistência, as deformações últimas são de 3,5 ‰ para o encurtamento no concreto comprimido. Para o alongamento na armadura tracionada as deformações limites são de 10 ‰, dessa forma, como são valores últimos, os diagramas de deformações correspondem ao Estado-Limite Último.

A representação dos diagramas de domínios pode ser interpretada como uma visão em planta ou elevação de uma peça estrutural. Ela é composta por duas armaduras longitudinais posicionadas nas proximidades das superfícies superior e inferior da peça (denominadas A_s e A'_s). A localização da linha neutra é determinada pelo valor de x , calculada a partir da fibra mais comprimida (quando a seção transversal está completamente ou parcialmente comprimida) ou da fibra menos tensionada (quando a seção transversal está completamente tracionada). Na Figura 3, x é medido a partir da superfície superior. Devido aos vários domínios, a linha neutra abrange uma faixa que vai de $-\infty$, (lado superior na Figura 3) a $+\infty$ (lado inferior da Figura). Quando $0 \leq x \leq h$, a linha neutra está situada nas superfícies ou no interior da seção transversal. As características de cada um dos oito domínios são desenvolvidas a seguir.

2.3.3.1 Domínio 1

O domínio 1 ocorre quando há uma excentricidade da força normal de tração em relação ao centróide da seção. A seção está inteiramente tracionada com deformações diferentes ao longo da altura da seção. A linha neutra está posicionada acima da borda superior da seção transversal, com x variando no intervalo $-\infty < x < 0$. Com $x = 0$ a seção está no limite entre os domínios 1 e 2. Para a armadura mais tracionada, a deformação de alongamento (ϵ_2) é fixa e de valor 10 ‰. Os esforços solicitados são resistidos somente pelas armaduras, já que o concreto está inteiramente tracionado.

2.3.3.2 Domínio 2

O domínio 2 considera grande excentricidade, onde há a flexão simples e tração ou compressão. Há tração e compressão na seção transversal e o Estado-Limite-Último é caracterizado pela deformação de alongamento fixa em 10 ‰ na armadura tracionada ($\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$). A linha neutra está localizada em uma posição que varia de zero a x_{2lim} ($0 < x < x_{2lim}$). Já a deformação de encurtamento na fibra mais comprimida varia de zero até ϵ_{cu} . Para o limite entre os domínios 2 e 3, $x = x_{2lim}$, portanto as deformações são de 10 ‰ na armadura tracionada e ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida, ou seja, valores últimos.

Como $\epsilon_{s2} = 10 \text{ ‰}$, a tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida. Por outro lado, o concreto comprimido tem folga, pois $\epsilon_{cd} < \epsilon_{cu}$. O domínio 2 pode ser subdividido em 2a e 2b em função da deformação de encurtamento na borda comprimida. No domínio 2a considera-se a deformação variando de zero a ϵ_{c2} e no domínio 2b de ϵ_{c2} a ϵ_{cu} .

2.3.3.3 Domínio 3

Os casos de solicitação do domínio 3 são: flexão simples e tração ou compressão com grande excentricidade. Há tração e compressão na seção transversal e o Estado-Limite-Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida.

A deformação de alongamento na armadura tracionada (ϵ_{s2}) varia da deformação de início de escoamento do aço (ϵ_{yd}) até o valor máximo de 10 ‰ ($\epsilon_{yd} < \epsilon_{s2} < 10 \text{ ‰}$), ou seja, a ruptura do concreto comprimido ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura tracionada, na situação última.

A tensão na armadura tracionada é igual à máxima permitida. A posição da linha neutra varia entre x_{2lim} e x_{3lim} ($x_{2lim} < x < x_{3lim}$). Enquanto armadura comprimida (A'_s), por estar próxima à borda comprimida, tem deformação de encurtamento pouco menor que ϵ_{cu} .

2.3.3.4 Domínio 4

No caso do domínio 4, há grande excentricidade e as solicitações são a flexão simples e compressão. Há tração e compressão na seção transversal e o Estado-Limite-Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ϵ_{cu} no concreto da borda comprimida.

A deformação de alongamento na armadura tracionada (ε_{s2}) varia de zero até a deformação de início de escoamento do aço ($0 < \varepsilon_{s2} < \varepsilon_{yd}$), o que significa que a tensão na armadura é menor que a máxima permitida. A posição da linha neutra varia entre x_{3lim} e a altura útil d ($x_{3lim} < x < d$).

2.3.3.5 Domínio 4a

Para o domínio 4a, a excentricidade é pequena e a solicitação é a compressão. A seção transversal tem a maior parte comprimida e apenas uma pequena parte tracionada, e o Estado-Limite Último é caracterizado pela deformação de encurtamento fixa em ε_{cu} no concreto da borda comprimida. A linha neutra varia entre d e h e passa na região de cobrimento da armadura menos comprimida ($d < x < h$). As duas armaduras estão comprimidas.

2.3.3.6 Domínio 5

Neste cenário há a solicitação de compressão não uniforme de pequena excentricidade. A posição da linha neutra varia de h até $+\infty$. Toda a seção está comprimida, inclusive as armaduras. A deformação de encurtamento na borda mais comprimida varia de ε_{c2} a ε_{cu} e na borda menos comprimida varia de 0 a ε_{c2} , em função da posição da linha neutra.

2.3.3.7 Reta b

A solicitação é a compressão uniforme (simples ou axial) onde a força normal é aplicada no centróide da seção transversal. A posição da linha neutra se encontra no $+\infty$ e todos os pontos da seção transversal estão com deformação de encurtamento igual a 2 ‰. As duas armaduras, portanto, estão sob a mesma deformação ε_{c2} e a mesma tensão de compressão σ_{sd} .

2.4 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

De acordo com a ABNT NBR 8681:2024, as ações são definidas como as “causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.” A variação da temperatura na estrutura, retração e fluência do concreto, recalques de apoio, etc originam as deformações.

Segundo a ABNT NBR 6118:2023 (item 11.2.1): “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos e os de serviço.” De acordo com a ABNT NBR 8681:2024, as ações a considerar classificam-se em: permanentes, variáveis e excepcionais. “Para cada tipo de construção, as ações a considerar devem respeitar suas peculiaridades e as normas a ela aplicáveis.” Dessa forma, desde o início da construção

até o final da vida útil do projeto, é necessário considerar todas as ações possíveis de ocorrer, como as ações permanentes (peso próprio, paredes, lajes, etc.), variáveis, explosões, água, incêndios, pressão do solo, entre outras. No caso de peças protendidas, é de suma importância a consideração das forças de protensão.

2.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

“Um carregamento é definido pela combinação das ações que tem probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.” (ABNT NBR 6118:2023, item 11.8.1).

As combinações de serviço são “classificadas de acordo com sua permanência na estrutura e devem ser verificadas como estabelecido a seguir” (ABNT NBR 6118:2023, item 11.8.3.1):

a) “quase permanentes: podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de deformações excessivas;

b) frequentes: repetem-se muitas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados-limites de formação de fissuras, de abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações;

c) raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado-limite de formação de fissuras.”

Para facilitar a visualização, as combinações de serviço usuais estão apresentadas na Tabela 1.

Conforme a ABNT NBR 6118:2023 (11.7), as ações devem ser majoradas pelo coeficiente γ_f quando for realizar a avaliação dos estados-limites últimos (ELU), cujos valores encontram-se mostrados na Tabela 2.

Tabela 1 – Combinações de serviço

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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gi,k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qj,k}$
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 $\psi_2 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + \psi_1 F_{q1k} + \Sigma \psi_{2j} F_{qjk}$
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 $\psi_1 F_{qk}$	$F_{d,ser} = \Sigma F_{gik} + F_{q1k} + \Sigma \psi_{1j} F_{qjk}$
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.		

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

Tabela 2 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_1 \cdot \gamma_2$

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0
Onde: D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura. ¹⁾ Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.								

Fonte: ABNT NBR 6118:2023

2.6 NÍVEIS DE PROTENSÃO E ESTADOS LIMITES

Os elementos estruturais em concreto protendido devem ter a sua segurança, estabilidade e desempenho muito bem conservados durante toda a sua vida útil, dessa forma, é de extrema importância conhecer o meio em que os elementos estarão inseridos, segundo (CHOLFE; BONILHA, 2018). A armadura deve ser protegida de modo a evitar a corrosão. O nível de protensão depende do nível de agressividade do ambiente.

No sistema de pós-tração, o aço de protensão é protegido contra a corrosão tanto pela camada externa de concreto quanto pela presença de uma bainha metálica com injeção de nata de cimento, ou por uma bainha plástica com graxa especial, em sistemas de pós-tração aderente e não aderente.

As Tabelas 3 e 4, representam as exigências de proteção da armadura e suas respectivas classes de agressividade ambiental (CAA), além dos critérios de durabilidade relacionadas à fissuração.

Tabela 3 – Nível mínimo de protensão em função da agressividade ambiental

Agressividade ambiental		Nível mínimo de protensão	
Classe	Intensidade	Pré-tração	Pós-tração
CAA I	Fraca	Protensão parcial	Protensão parcial
CAA II	Moderada	Protensão limitada	Protensão parcial
CAA III	Forte	Protensão completa	Protensão limitada
CAA IV	Muito forte	Protensão completa	Protensão limitada

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023

Tabela 4 – Exigências relativas às fissuras em função do nível de protensão

Intensidade de protensão		Combinação de ações em serviço		
Nível	Tipo	ELS-D	ELS-F	ELS-W
1	Parcial	-	-	CF
2	Limitada	CQP	CF	-
3	Completa	CF	CR	-

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023

Dessa forma, em condições de ambientes agressivos, todas as tensões de tração sob o carregamento de serviço devem ser eliminadas, evitando assim, a abertura de fissuras. A protensão completa é o ideal nesse caso, onde a peça está livre de fissuras de flexão. A protensão limitada submete as peças de concreto a forças de protensão menores quando comparado com as presentes na protensão completa.

Em condições de ambientes não agressivos, a fissura não tem necessidade de ser completamente evitada, portanto, a força de protensão pode ser menor visando a diminuição do custo do projeto. Para o projeto, pode-se considerar a não fissuração para os carregamentos permanentes, enquanto para os carregamentos variáveis pode-se considerar a abertura e fechamento da fissura. Dessa forma, tem-se a protensão parcial, onde a peça trabalha fissurada sob o carregamento total e a abertura tem um valor máximo de 0,2 mm conforme a ABNT NBR 6118:2023.

Há, portanto, 3 níveis de protensão, sendo Protensão Completa (Nível 3), Protensão Limitada (Nível 2) e Protensão Parcial (Nível 1).

Para a Protensão Completa, o Estado-Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D) deve ser respeitado para a combinação frequente de ações (CF) e o Estado-Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F) deve ser respeitado para a combinação rara de ações (CR).

Para Protensão Limitada, o Estado-Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D) deve ser respeitado para a combinação quase permanente de ações (CQP) e para a combinação frequente de ações (CF), deve ser respeitado o Estado-Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F).

Para Protensão Parcial: o Estado-Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W) deve ser respeitado para a combinação frequente de ações (CF).

O ELS-D e o ELS-F devem ser respeitados para o caso de protensão completa para a viga com pós-tração aderente para CF e CR, respectivamente, com base na Tabela 4. Para a verificação desses Estados Limites, é determinada a máxima tensão normal de tração no concreto σ_{ct} no Estádio Ia, onde os materiais possuem comportamento elástico linear.

A verificação nos Estados Limites ELS-D e ELS-F pode ser realizada através da determinação da máxima tensão normal de tração no concreto σ_{ct} no Estádio Ia, situação na qual o concreto não se encontra fissurado e admite-se que os materiais apresentam comportamento elástico linear.

Considera-se ainda a verificação do Estado-limite de Compressão Excessiva (ELS-CE), segundo a ABNT NBR 6118:2023. Nesse estado, as tensões de compressão no concreto, representadas por σ_c , devem respeitar o limite convencional de resistência do concreto à compressão, denominado f_c . Para as combinações de ações em serviço, a norma não estabelece um valor limite, de acordo com Migliore Junior (2017) a resistência do concreto à compressão (f_c) é limitada a $0,7f_{ck}$ no ELS-CE.

O estágio inicial (ato de protensão) é uma fase de extrema importância no sistema de protensão. Antes da protensão, o concreto tem pouca resistência, onde pode ocorrer a fissuração por retração. Durante a protensão, o cabo está sujeito à maior tensão em toda a sua vida útil, dessa forma, os fios da cordoalha podem romper e o concreto na zona de ancoragem pode sofrer esmagamento e as ancoragens provisórias podem escorregar. Ao transferir a protensão, o concreto está em uma condição crítica para tração e compressão, na pré-tração a operação é abrupta e na pós-tração é gradual, a única carga presente é o peso próprio (estado em vazio). Os apoios devem corresponder à situação de projeto, para evitar falhas na distribuição de tensões previstas (o ato de protensão serve como um teste prévio para o correto funcionamento do sistema posteriormente).

Para a situação do ato de protensão, ou estado em vazio, em acordo com a ABNT NBR 6118:2023, deve ser respeitado na idade j , o limite convencional da resistência do concreto à compressão f_{cj} estabelecido em $0,7f_{ckj}$ (tensão de resistência característica à compressão aos j dias). No ato de protensão (ELU-ATO), deve ser considerada a atuação da força de protensão P ponderada pelo coeficiente de ações de protensão γ_p de 1,10 para o sistema com pós-tração e γ_p

de 1,00 para o sistema com pré-tração.

Em conformidade com a ABNT NBR 6118:2023, para a situação do ato de protensão, a tensão máxima de tração no concreto σ_{ct} deve respeitar o limite estabelecido de $1,2f_{ctj,m}$, correspondente a idade j do concreto na aplicação da protensão. Caso ocorra tração na face oposta da peça, em qualquer caso, para garantir a não ocorrência do ELU é necessário o uso de armadura passiva. Para efeitos de cálculo, a armadura passiva é determinada a partir da resultante de tensões de tração no concreto no Estádio I, com tensão no aço passivo não superior a 250 MPa para barras nervuradas.

A Tabela 5 apresenta o resumo de tensões limite no concreto à compressão σ_c e à tração σ_{ct} . As tensões em serviço devem ser verificadas para as combinações de ações em serviço CQP, CF e CR, em função do nível de protensão conforme apresentado na Tabela 4. Para o estado em vazio, as tensões limites no concreto à compressão σ_c e à tração σ_{ct} devem ser consideradas para o concreto com resistência prevista na idade j de aplicação da protensão. No ELS-D, o valor limite considerado da tensão normal de tração no concreto σ_{ct} é zero.

Tabela 5 – Resumo de tensões limites para protensão completa e limitada

Estado	Idade do concreto	Força de protensão	Tensões limite no concreto	
			σ_c	σ_{ct}
Vazio	j dias	$\gamma_p P_0$	ELU-ATO: $0,7f_{ckj}$	ELU-ATO: $1,2 f_{ctj,m}$
Serviço	≥ 28 dias	P_{inf}	ELS-CE: $0,7 f_{ck}$	ELS-D: zero ELS-F: $0,7 \alpha_F f_{ct,m}$

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2023

onde: P_{ini} é a força de protensão na saída do equipamento de protensão; P_0 é a força de protensão no tempo zero após as perdas imediatas; P_{inf} é a força de protensão no tempo infinito após as perdas imediatas e progressivas; e $\gamma_p = 1,1$ (pós-tração); $\gamma_p = 1,0$ (pré-tração); $f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ (para concretos de classe até CA-50).

As perdas de protensão são todas as reduções que se verificam na força de tração P_{ini} aplicada aos cabos de protensão. Conforme a ABNT NBR 6118:2023, as perdas imediatas ou instantâneas podem ocorrer por: deformação elástica imediata no concreto, por atrito do cabo na bainha ou por acomodação do cunha de ancoragem. As perdas progressivas podem ocorrer por: retração do concreto, fluência do concreto ou por relaxação do aço.

Para o dimensionamento da armadura nos elementos de concreto protendido, há duas formas usuais. A primeira é dimensionar a armadura de flexão no Estado Limite Último (ELU) para a combinação última normal (CN) de esgotamento da capacidade resistente da seção transversal, ELU-CN, e verificar as demais condições no ELS. A segunda forma é dimensionar a armadura de protensão para as condições em serviço, ELS-F e ELS-D, e verificá-la no ELU-CN, onde há a necessidade de determinar uma posição da linha neutra em que haja o equilíbrio entre as tensões resultantes de compressão no concreto e as tensões de tração nas armaduras, tanto

ativa quanto passiva. Dessa forma, o momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) deve ser maior que o momento fletor solicitante de cálculo M_{sd} .

3 AÇOS DE PROTENSÃO

3.1 FIOS ENCRUADOS E FIOS POR TREFILAÇÃO

Os aços empregados em aplicações de protensão se encontram categorizados conforme as especificações da ABNT NBR 7483:2008, com base em dois critérios principais: a resistência à tração e o comportamento à relaxação. No que concerne à resistência à tração ou resistência à ruptura, eles são classificados nas categorias CP-150 (a resistência é de 150 kN/cm^2), CP-160, CP-170, CP-175, CP-190 e CP-210. Em relação ao comportamento à relaxação, são categorizados como relaxação normal (RN) ou relaxação baixa (RB). Esses materiais são disponibilizados em diâmetros variando de 4 a 8 mm.

A distinção na resistência dos aços empregados em estruturas de concreto protendido, cuja resistência varia geralmente entre 1500 MPa e 2100 MPa, é notável quando comparada aos aços convencionais utilizados no concreto armado, cuja resistência, que refere-se ao escoamento, costuma variar entre 500 MPa, no caso do CA-50, e 600 MPa, como o CA-60.

Por contrapartida, a utilização de aços como o CP-160 se revelaria pouco econômica quando empregados em estruturas de concreto armado. A fissuração nesse contexto é influenciada pela tensão e pelo módulo de elasticidade, porém, dado que o último parâmetro se mantém praticamente constante, quanto maior for a resistência característica do aço, maior será a propensão à fissuração. Isto é, a quantidade de aço necessária para atender aos limites de fissuração seria idêntica tanto para os aços empregados nas armaduras ativas, que tendem a ser mais dispendiosos, quanto para os aços empregados nas armaduras passivas.

3.2 CORDOALHAS

De acordo com Buchaim (2007), cordoalhas de aço utilizadas em protensão podem ser compostas por 3 ou 7 fios. Notavelmente, as cordoalhas compostas por 7 fios são mais empregadas, dependendo da classe da obra, do que aquelas formadas por 3 fios. As cordoalhas de 7 fios são construídas a partir de 6 fios de aço de protensão, todos com o mesmo diâmetro nominal, os quais são torcidos em conjunto de maneira helicoidal em torno de um fio de aço central que possui um diâmetro nominal 2% superior em relação aos fios externos. Após o processo de encordoamento, as cordoalhas são devidamente identificadas e armazenadas em rolos.

No contexto da fabricação das cordoalhas, o fio inicialmente passa por um processo de aquecimento a uma temperatura aproximada de 800°C , seguido por um resfriamento gradual. Em seguida, o fio é submetido a um processo de encruamento a frio por meio de trefilação. Posteriormente, com o intuito de incrementar sua resistência, as cordoalhas são submetidas a um tratamento térmico que envolve o aquecimento a cerca de 300°C , seguido de um resfriamento lento, geralmente realizado por meio de um banho de chumbo líquido. Este procedimento visa aliviar as tensões internas, resultando na produção das cordoalhas de relaxação normal (RN).

No caso das cordoalhas de relaxação baixa (RB), estas são produzidas por meio de um processo termomecânico que busca estabilizá-las. Isso significa que durante o processo térmico, há um estiramento simultâneo da cordoalha. Atualmente, no mercado nacional, as cordoalhas de relaxação normal (RN) são fabricadas somente mediante encomenda, denotando o caimento de uso desse tipo de cordoalha.

3.3 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Os limites impostos na tensão inicial da armadura ativa ($\sigma_{p,lim}$) considera os coeficientes de ponderação diferentes para cada classe de relaxação do aço, podendo ser Relaxação Normal (RN) ou Relaxação Baixa (RB), conforme as dificuldades executivas do sistema utilizado para a montagem e o posicionamento de cabos. Seguindo o (item 9.6.1.2.1 da ABNT NBR 6118:2023), o resumo das tensões limites no aço estão expressas na Tabela 6.

Tabela 6 – Tensão limite na armadura ativa na saída do aparelho de tração

Sistema de protensão	Tensão inicial $\sigma_{p,lim}$ do aço de protensão		
	RN	RB	CP-85-105
Pré-tração	$\leq 0,77f_{ptk}$	$\leq 0,77f_{ptk}$	-
Pós-tração aderente	$\leq 0,74f_{ptk}$	$\leq 0,74f_{ptk}$	$\leq 0,72f_{ptk}$
Pós-tração não aderente	-	$\leq 0,80f_{ptk}$	-

Fonte: ABNT NBR 6118:2023, item 9.6.1.2.1

Segundo Cholfe e Bonilha (2018), a perda de protensão são todas as reduções que se verificam na força de tração P_{ini} aplicada aos cabos de protensão. São classificadas em perdas imediatas ou instantâneas e em perdas lentas, progressivas ou diferidas.

Define-se as perdas imediatas ou instantâneas sendo aquelas que ocorrem por deformação elástica imediata no concreto, por atrito do cabo na bainha e por acomodação do cunha de ancoragem. Já as perdas lentas, progressivas ou diferidas ocorrem por retração e fluência do concreto e por relaxação do aço.

4 METODOLOGIA

4.1 SOFTWARE "PROTENSÃO"

O software "Protensao" é um software desenvolvido pelo Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior para auxiliar em diversos cenários de desenvolvimento de estruturas e elementos protendidos, bem como a geração de resultados e relatórios com diagramas necessários para o desenvolvimento de um projeto de uma estrutura em concreto protendido.

Embora o programa seja uma ferramenta já bem desenvolvida e funcional, colaborações com o desenvolvimento de exemplos e manuais de utilizações de forma mais abrangente que sirva como referência para novos usuários e estudantes são fundamentais. Reconhecendo que o principal objetivo do criador é aplicar esse software em universidades com a principal finalidade de ensino e a importância de fornecer suporte e orientação adequados, cada colaboração a respeito de facilitar o entendimento de exemplos e sua utilização agrega para o crescimento e difusão do programa.

4.2 EXEMPLO DESENVOLVIDO

Foi proposto como objeto de estudo um dos exemplos presentes no software "Protensao" de uma viga isostática protendida. Será trabalhado por meio de cálculos analíticos o exemplo "Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182cm" a fim de validar os resultados obtidos pelo software quanto à verificação dos estados limites de serviço para as tensões máximas nas bordas da seção transversal.

O software "Protensao" apresenta uma interface composta por três abas principais, estruturadas para facilitar a inserção de dados, a visualização dos resultados e a seleção dos elementos a serem incluídos no relatório final. O processo de cálculo manual da viga isostática protendida será baseado nos dados extraídos da primeira aba, intitulada "Entrada de dados". Desta forma, a investigação visa não apenas a compreensão aprofundada do exemplo escolhido, mas também a verificação da coerência entre os resultados obtidos e aqueles gerados pelo software em questão. Essa abordagem contribuirá para a confiabilidade e robustez dos resultados alcançados ao longo deste trabalho.

A viga possui 34,90 m de comprimento total e 34,00 m de vão teórico, sendo abordada com o sistema construtivo de protensão com pós-tração de nível 3 (completa), utilizando cordoalha usual de aço CP-210 RB.

O vão teórico da viga foi dividida em 10 seções, sendo a seção 5 a seção a ser estudada de modo a atender as condições de projeto no ELS (Estado Limite de Serviço).

Foi adotado concreto de classe de resistência C45 para a viga isostática protendida e concreto de classe de resistência C35 para a mesa superior da viga, com idade de protensão de 28 dias.

A interface inicial do software consiste na entrada de dados gerais, como características

do concreto e comprimentos dos trechos da viga nas abas secundárias iniciais, conforme exposto nas Figuras 4, 5 e 6.

Figura 4 – Entrada de dados - Dados gerais

Fonte: Autor

Figura 5 – Entrada de dados - Comprim. da viga

Fonte: Autor

Por meio da aba Seções, na Entrada de dados, exposto na Figura 7, foi possível extrair as informações geométricas da seção transversal central da viga isostática protendida.

As ações solicitantes consideradas nesse exemplo estão ilustradas nas Figuras 8 e 9.

Figura 6 – Entrada de dados - Trechos

Verificação de peças isostáticas protendidas - versão 4.2.8084.19964

Arquivo Executar Opções Ajuda

Novo Abrir Salvar Salvar Como Verificar Calcular Relatório Configurações

Entrada de dados Resultados Relatório

Dados gerais Comprim. de viga Trechos Seções Cabos Segmentos Ações Armad. Longit.

Indique comprimentos (m) de trechos de extremidade e com variação de alma (cm).

1/2 L = 17,45

Seções de coordenadas 11,85

0,15 1,45 4,0

60 20

X

Seção transv. no trecho de extremidade: Ptc Rio Preto VP2 Ext.sec

Seção transv. no trecho central típico: Ptc Rio Preto VP2 Tip.sec

Calcular volumes e pesos da viga

Vol. inicial = 25,77 m³ e peso inicial = 644,3 kN

Vol. final = 41,97 m³ e peso final = 1.049,4 kN

Arquivo lido: C:\Users\gibas\Documents\Protensao\prt\Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182.prt

Fonte: Autor

Figura 7 – Entrada de dados - Seções

Verificação de peças isostáticas protendidas - versão 4.2.8084.19964

Arquivo Executar Opções Ajuda

Novo Abrir Salvar Salvar Como Verificar Calcular Relatório Configurações

Entrada de dados Resultados Relatório

Dados gerais Comprim. de viga Trechos Seções Cabos Segmentos Ações Armad. Longit.

Todas Seções deste projeto Gerenciar Seções Geometria por pontos

geom. inicial (CPM) = Seção I típica

Propriedades geométricas de seção inicial (CPM) e composta (CML), dimensões em cm e resistências em MPa.

H1 = 182 B1 = 60 C1 = 0

H2 = 25 B2 = 100 C2 = 0

H3 = 20 B3 = 0 C3 = 0

H4 = 8 B4 = 188 C4 = 0

H5 = 12 A1 = 20

H6 = 0 A2 = 40

H7 = 28 A3 = 0

☒ Concretos deste projeto

CML: f_{ck} = 35

CPM: f_{ck} = 45

Geometria atual: Ptc Rio Preto VP2 Tip

Módulo resist. necessário

Ler nova geometria

Calcular propr. geométricas

Salvar geometria

Copiar dados de planilha Excel

Arquivo lido: C:\Users\gibas\Documents\Protensao\prt\Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182.prt

Fonte: Autor

A determinação analítica dos valores das tensões máximas nas bordas, tanto superior quanto inferior, e suas verificações para os estados limites de serviço foram realizadas seguindo as diretrizes e recomendações de cálculos da Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2023 - Projetos de estruturas de concreto - Procedimento.

Figura 8 – Entrada de dados - Ações solicitantes

Verificação de peças isostáticas protendidas - versão 4.2.8084.19964

Arquivo Executar Opções Ajuda

Novo Abrir Salvar Salvar Como Verificar Calcular Relatório Configurações

Entrada de dados | Resultados | Relatório

Dados gerais | Comprim. de viga | Trechos | Seções | Cabos | Segmentos | **Ações** | Armad. Longit.

Gerar solicitações | Solicitações | Diagramas

Geração de tabela de solicitações de flexão (M e V) em todas seções de viga bi-apoiada admitindo aplicação de ação uniformemente distribuída.

Vão teórico L (m) = 34,0 Mmax (kN.m) = 1.000 -> p (kN/m) = 7,70
 Número de seções de projeto = 10 Vmax (kN) = 100 -> p (kN/m) = 6,20

Ação uniforme	(kN/m)	Mmax (kN.m)	Gerar M	Vmax (kN)	Gerar V
Permanente g0 =	15,76	2.277,3	☐	267,9	☐
Permanente g1 =	0,00	0,0	☐	0,0	☐
Permanente g2 =	19,04	2.751,3	☐	323,7	☐
Permanente g3 =	11,40	1.647,3	☐	193,8	☐
Variável fi q- =	0,00	0,0	☐	0,0	☐
Variável fi q+ =	21,45	3.099,5	☐	364,7	☐

Anular toda seleção

Marcar toda seleção

Transferir solicitações

Arquivo lido: C:\Users\gibas\Documents\Protensao\prt\Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182.prt

Fonte: Autor

Figura 9 – Entrada de dados - Solicitações

Verificação de peças isostáticas protendidas - versão 4.2.8084.19964

Arquivo Executar Opções Ajuda

Novo Abrir Salvar Salvar Como Verificar Calcular Relatório Configurações

Entrada de dados | Resultados | Relatório

Dados gerais | Comprim. de viga | Trechos | Seções | Cabos | Segmentos | **Ações** | Armad. Longit.

Gerar solicitações | Solicitações | Diagramas

Tabela de solitações aplicadas em cada seção transversal de projeto.

Coef Psi1 = 0,5 Coef Psi2 = 0,3 Coef para flecha diferida = 1,38

Seção	Mg0 (kN.m)	Mg1 (kN.m)	Mg2 (kN.m)	Mg3 (kN.m)	fi Mg- (kN.m)	fi Mg+ (kN.m)	Ng0 (kN)	Ng1 (kN)	Ng2 (kN)	Ng3 (kN)	fi Ng- (kN)	fi Ng+ (kN)	Vg0 (kN)
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	267,9
1	819,8	0,0	990,5	593,0	0,0	1.115,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	214,3
2	1.457,5	0,0	1.760,8	1.054,3	0,0	1.983,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	160,8
3	1.912,9	0,0	2.311,1	1.383,7	0,0	2.603,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	107,2
4	2.186,2	0,0	2.641,2	1.581,4	0,0	2.975,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	53,6
5	2.277,3	0,0	2.751,3	1.647,3	0,0	3.099,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
6	2.186,2	0,0	2.641,2	1.581,4	0,0	2.975,5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-53,6
7	1.912,9	0,0	2.311,1	1.383,7	0,0	2.603,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-107,2
8	1.457,5	0,0	1.760,8	1.054,3	0,0	1.983,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-160,8
9	819,8	0,0	990,5	593,0	0,0	1.115,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-214,3
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-267,9

Arquivo lido: C:\Users\gibas\Documents\Protensao\prt\Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182.prt

Fonte: Autor

5 CÁLCULO DA VIGA PROTENDIDA

5.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Para a viga principal VP2 estudada, sua seção longitudinal foi dividida em 10 seções de projeto, sendo o foco dos cálculos na seção 5, localizada no meio do vão, visto que é o ponto de maior momento fletor numa viga biapoiada. A seção transversal 5 inicial está representada na Figura 10 com suas medidas expressas em centímetros, enquanto a seção transversal 5 final, com a inserção da mesa superior sobre a viga, está representada na Figura 11. Destaca-se que foi necessário realizar uma homogeneização da área da seção final, visto que o concreto da viga difere do concreto da mesa superior, através do emprego do coeficiente de equivalência $\alpha_{ec} = 0,882$.

Figura 10 – Seção transversal 5 inicial

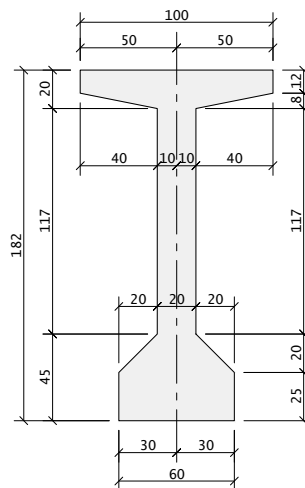
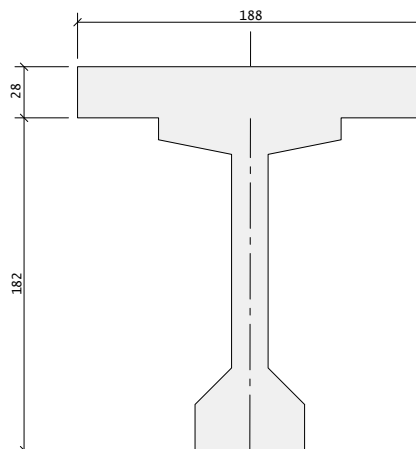


Figura 11 – Seção transversal 5 final



As principais características geométricas da longarina na seção transversal 5 estão apresentadas na Tabela 7, para a seção simples inicial da viga principal VP2, onde A_c é a área da seção transversal bruta de concreto, y_1 e y_2 são a distância da fibra inferior e superior em

relação ao centro geométrico, I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, W_1 e W_2 são os módulos resistentes à flexão da seção em relação à fibra inferior e superior, k_1 e k_2 são as distâncias nucleares inferior e superior e r é o coeficiente de rendimento mecânico da seção transversal.

Tabela 7 – Características geométricas da seção transversal 5 inicial e final

Seção	Inicial	Final
A_c (cm ²)	6320,00	10962,00
y_1 (cm)	91,60	135,81
y_2 (cm)	90,40	74,19
I_c (cm ⁴)	26484949,87	55964438,00
W_1 (cm ³)	289136,34	412073,00
W_2 (cm ³)	292975,79	754359,00
k_1 (cm)	46,36	68,80
k_2 (cm)	45,75	37,60
r	0,51	0,51

Fonte: Autor

Os valores encontrados para a seção transversal 5 corroboram com as características geométricas calculadas pelo *software*.

5.2 CÁLCULO DE ESFORÇOS E TENSÕES DE REFERÊNCIA

5.2.1 Tensões atuantes na seção inicial

Ressalta-se que os valores para as solicitações empregados foram retirados do software, o qual baseou-se em processamentos de um tabuleiro real para obtenção desses valores. Abordando essas cargas como linearmente distribuídas, como fornecido pelo software, sobre uma viga protendida bi-apoiada, foi possível calcular o momento fletor no meio do vão. Sendo assim, as solicitações na seção crítica devido ao carregamento externo que atuam na seção inicial foram calculadas a seguir.

$$M_{g0} = \frac{15,76 \cdot 34^2}{8} = 2277,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{g1} = \frac{0 \cdot 34^2}{8} = 0 \text{ kN.m}$$

$$M_{g2} = \frac{19,04 \cdot 34^2}{8} = 2751,30 \text{ kN.m}$$

Obtido o momento fletor para cada solicitação, calculou-se as tensões normais no topo e na base na seção transversal da viga referente a cada momento para a seção inicial.

$$\begin{aligned}
\sigma_{1g0} &= \frac{M_{g0}}{W_{1ini}} = \frac{2277,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{1g0} = 0,787 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{2g0} &= \frac{-M_{g0}}{W_{2ini}} = \frac{-2277,30}{292975,79} \Rightarrow \sigma_{2g0} = -0,777 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{1g1} &= \frac{M_{g1}}{W_{1ini}} = \frac{0}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{1g1} = 0 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{2g1} &= \frac{-M_{g1}}{W_{2ini}} = \frac{0}{292975,79} \Rightarrow \sigma_{2g1} = 0 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{1g2} &= \frac{M_{g2}}{W_{1ini}} = \frac{2751,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{1g2} = 0,951 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{2g2} &= \frac{-M_{g2}}{W_{2ini}} = \frac{-2751,30}{292975,79} \Rightarrow \sigma_{2g2} = -0,939 \text{ kN/cm}^2
\end{aligned}$$

5.2.2 Tensões atuantes na seção final

As solicitações na seção crítica devido ao carregamento externo que atuam na seção final foram calculadas a seguir.

$$\begin{aligned}
M_{g3} &= \frac{11,04 \cdot 34^2}{8} = 1647,30 \text{ kN.m} \\
M_q &= \frac{21,45 \cdot 34^2}{8} = 3099,50 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Obtido o momento fletor, calculou-se as tensões normais no topo e na base na seção transversal da viga e no topo da mesa referente a cada momento.

$$\begin{aligned}
\sigma_{1g3} &= \frac{M_{g3}}{W_{1fin}} = \frac{1647,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{1g3} = 0,4 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{2g3} &= \frac{-M_{g3}}{W_m} = \frac{1647,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{2g3} = -0,136 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{4g3} &= \frac{-M_{g3}}{W_{2fin}} \cdot \alpha_{ec} = \frac{1647,30}{289136,34} \cdot 0,882 \Rightarrow \sigma_{4g3} = -0,193 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{1q} &= \frac{M_q}{W_{1fin}} = \frac{1647,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{1q} = 0,752 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{2q} &= \frac{-M_q}{W_m} = \frac{1647,30}{289136,34} \Rightarrow \sigma_{2q} = -0,256 \text{ kN/cm}^2 \\
\sigma_{4q} &= \frac{-M_q}{W_{2fin}} \cdot \alpha_{ec} = \frac{1647,30}{289136,34} \cdot 0,882 \Rightarrow \sigma_{4q} = -0,362 \text{ kN/cm}^2
\end{aligned}$$

5.3 CÁLCULO DA FORÇA DE PROTENSÃO E DA ARMADURA ATIVA

Seguindo o item 13.4.2 da ABNT NBR 6118:2023, para o caso de protensão completa, devido ao alto grau de exigência para o carregamento (caso de maior força de protensão), devem

ser evitadas as fissuras a qualquer custo e, para isso, deve-se verificar dois estados limites de serviço: o Estado Limite de Serviço de Descompressão (ELS-D) e o Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras (ELS-F), ambos no Estádio I.

Para o Estado Limite de Descompressão, é imperativo que o limite de tração seja minuciosamente avaliado. Nesse sentido, é considerado que a tensão normal é nula em uma das extremidades da seção transversal, implicando a ausência de tração nas demais partes da mesma.

Aplicando a combinação frequente de cargas de serviço:

$$F_{d,\text{serviço}}^{CF} = \Sigma_1 F_{gk} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \Sigma_2 F_{q2k}$$

Foram adotados os valores de $\psi_1 = 0,5$ e $\psi_2 = 0,3$, para verificação de vigas de pontes rodoviárias e para cargas acidentais de edifícios em locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas.

Dessa forma, visto que é apenas admitido os esforços de compressão na seção transversal da viga, considerando as tensões na borda mais tracionada (inferior), para a verificação do Estado Limite de Serviço de Descompressão, tem-se:

$$\begin{aligned} \sigma_1 \leq 0 &\Rightarrow (\sigma_{1P} + \sigma_{1g0} + \sigma_{1g2} + \sigma_{1g3}) + 0,5\sigma_{1q} \leq 0 \Rightarrow \\ &\Rightarrow \left[-\frac{P_\infty}{A_c} \left(1 + \frac{e_p}{k_2} \right) + \sigma_{1g0} + \sigma_{1g2} + \sigma_{1g3} \right] + 0,5\sigma_{1q} \leq 0 \Rightarrow \\ &\Rightarrow \left[-\frac{P_\infty}{10962} \cdot 4,293 + 0,787 + 0,951 + 0,4 \right] + 0,5 \cdot 0,752 \leq 0 \Rightarrow P \geq 6142 \text{ kN} \end{aligned}$$

A força P de protensão encontrada, deve ser aplicada ao concreto, pelos cabos, de modo conferir a inexistência de tração na seção transversal.

Já para o Estado Limite de Serviço de Formação de Fissura, deve-se verificar o limite de fissuração da peça. Assim sendo, não se admite a criação da primeira fissura no elemento estrutural.

Aplicou-se, portanto, a combinação rara de serviço para que seja inferior à tensão limite de tração no concreto ($f_{ct,ELS}$).

$$f_{ct,ELS} = \alpha \cdot f_{ck,inf} = \alpha \cdot 0,7f_{ctm} \rightarrow \alpha = 1,3 \text{ (para seção "I")}$$

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 45^{2/3} \Rightarrow f_{ctm} = 3,80 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,ELS} = 0,345 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_1 \leq f_{ct,ELS} \Rightarrow \left[-\frac{P_\infty}{10962} \cdot 4,293 + 0,787 + 0,951 + 0,4 \right] + 0,752 \leq 0,345 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow P_\infty \geq 6185 \text{ kN}$$

A força P de protensão encontrada, calculada levando em consideração as tensões normais e as variações da força de protensão, deve ser aplicada ao concreto, pelos cabos, de modo a não ocorrer tração no ELS-D e não ocorrer fissuração no ELS-F. Mediante as verificações expostas, para o caso mais crítico (Estado Limite de Serviço de Descompressão – maior força requerida), a força de protensão a ser aplicada no tempo infinito, após as perdas imediatas e progressivas, deve ter valor $P_\infty = 6185 \text{ kN}$.

Necessita-se efetuar uma correção nesta força, a fim de obter o valor efetivo que será aplicado no início das fases construtivas pelos dispositivos de protensão visto que há a existência de perdas da força de protensão imediatas e progressivas. As perdas de forças imediatas na pós-tração aderente ocorrem devido ao atrito entre as armaduras e a bainha ou o concreto durante o alongamento do aço, devido à acomodação da ancoragem, e pelo encurtamento imediato do concreto em elementos estruturais com protensões sucessivas de cabos. Já as perdas de forças progressivas estão vinculadas ao comportamento do concreto, como material estrutural, que sofre retração na cura e fluência quando tensionado de forma permanente, bem como a relaxação do aço. A perda total de protensão pode ser encontrada pelo produto das perdas imediatas e das perdas progressivas.

Dessa forma, a fim de se aproximar da realidade do exemplo, pela complexidade dos cálculos para encontrar as perdas de protensão, foram utilizados os valores obtidos pelo próprio software, para a seção estudada, dos coeficientes de perdas de protensão de $\gamma_{pi} = 0,913$ e $\gamma_{pp} = 0,733$.

$$P_\infty = (\gamma_{pi} \cdot \gamma_{pp}) P_{ini} \Rightarrow P_{ini} = \frac{P_\infty}{0,67}$$

Como tal carga deve ser resistida pelo aço, para que ele não sofra ruptura:

$$P_{ini} \leq A_p \cdot \sigma_{p,lim} \Rightarrow A_p \geq \frac{P_\infty}{0,67 \sigma_{p,lim}}$$

Onde a tensão inicial limite, para se evitar a ruptura, para o caso de pós tração aderente, é dada por:

$$\sigma_{p,lim} = f_{ptk} \cdot 0,74 = 210 \cdot 0,74 \Rightarrow \sigma_{p,lim} = 155,4 \text{ kN/cm}^2$$

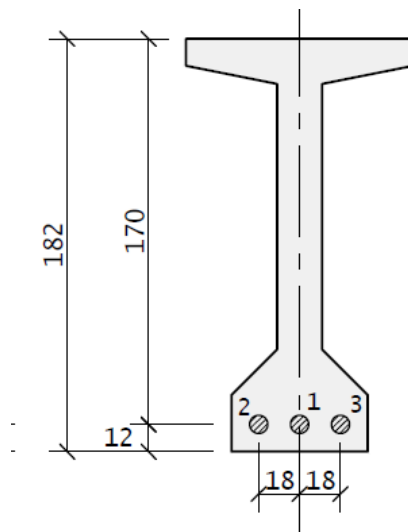
Assim, a área mínima de aço de protensão foi encontrada para a seção transversal 5.

$$\therefore A_p = 59,40 \text{ cm}^2$$

Adotou-se, portanto, cordoalhas de 7 fios, com diâmetro igual a 15,20 mm. Nota-se que o número necessário de cordoalhas para atender a área mínima obtida deve ser equivalente a 42 para atender a área de aço protendido. Assim, considerando-se 3 bainhas, tem-se que a quantidade de cordoalhas por cabo equivalerá a 14, totalizando uma área de 60,06 cm².

Adotando a seção do meio do vão, calculou-se o espaçamento mínimo necessário. Para 14 $\phi 15,2$ mm, adotou-se a bainha metálica galvanizada de enfição posterior com diâmetro interno de 80 mm e diâmetro externo de 85 mm. O arranjo adotado para os três cabos foi de uma camada única e está demonstrado na Figura 12, na sequência, foi realizada a verificação do espaçamento mínimo necessário para pós-tração aderente, considerando $e_h = 8,5$ cm.

Figura 12 – Disposição dos cabos na seção transversal do meio do vão



$$b_{nec} \geq (2n + 1)e_h \Rightarrow b_{nec} = 59,5 \text{ cm} \Rightarrow b_{disp} > b_{nec}$$

Verificou-se que o espaço necessário para disposição dos cabos é inferior ao disponível, denotando espaço suficiente e validando o arranjo.

Com o arranjo e número de cabos bem estabelecido, é possível calcular a força de protensão P_{inf} . Sabendo que um cabo com 14 $\phi 15,2$ mm possui $A_p = 20,02 \text{ cm}^2$, foi possível encontrar a força inicial de protensão em um desses cabos.

$$P_1 \leq A_p \cdot \sigma_{p,lim} = 20,02 \cdot 155,4 = 3111,11 \text{ kN}$$

Será adotado o valor da força inicial de protensão igual ao presente no software. Visto que são três cabos idênticos, a força inicial de protensão no cabo resultante foi encontrada, bem como a força de protensão após as perdas imediatas e a força de protensão após as perdas progressivas.

$$P_{1,adot} = 2880 \text{ kN} \Rightarrow P_{ini} = 3P_{1,adot} = 8640 \text{ kN}$$

$$P_{ATO} = P_0 = 0,913P_{ini} = 7888,32 \text{ kN}$$

$$P_{\infty} = P_{inf} = 0,67P_{ini} = 5788,80 \text{ kN}$$

5.4 TENSÕES PROVENIENTES DA PROTENSÃO NO ATO DE PROTENSÃO

As tensões no topo e na base na seção transversal da viga referente à força de protensão no ato da protensão foi calculado para a seção inicial.

$$\sigma_{1p} = -\gamma_{pi} \frac{P_{ini}}{A_{cini}} \cdot \left(1 - \frac{e_{pini}}{k_{1ini}}\right) = -0,913 \frac{8640}{6320} \cdot 2,740 \Rightarrow \sigma_{1p} = -3,42 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{2p} = -\gamma_{pi} \frac{P_{ini}}{A_{cini}} \cdot \left(1 + \frac{e_{pini}}{k_{2ini}}\right) = -0,913 \frac{8640}{6320} \cdot (-0,717) \Rightarrow \sigma_{2p} = 0,89 \text{ kN/cm}^2$$

Em vigas de concreto protendido visto que há um trabalho de toda a seção transversal, as eventuais variações de tensões $\Delta\sigma_p$ somente ocorrem após a descompressão da seção, reduzindo as consequências da fadiga no aço. A variação das tensões devido à protensão foram calculadas.

$$\Delta P = (1 - \gamma_{pp}) \cdot \gamma_{pi} \cdot P_{ini} \Rightarrow \Delta P = 2106 \text{ kN}$$

$$\Delta\sigma_{1p} = \gamma_{pi} \cdot (1 - \gamma_{pp}) \cdot \frac{P_{ini}}{A_{cfin}} \cdot \left(1 + \frac{e_{pfin}}{k_{2fin}}\right) \Rightarrow \Delta\sigma_{1p} = 0,82 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{2p} = \gamma_{pi} \cdot (1 - \gamma_{pp}) \cdot \frac{P_{ini}}{A_{cfin}} \cdot \left(1 - \frac{e_{pfin}}{k_m}\right) \Rightarrow \Delta\sigma_{2p} = -0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{4p} = \gamma_{pi} \cdot (1 - \gamma_{pp}) \cdot \frac{\Delta P}{A_{cfin}} \cdot \left(1 + \frac{e_{pfin}}{k_{2fin}}\right) \cdot \alpha_{ec} \Rightarrow \Delta\sigma_{4p} = -0,03 \text{ kN/cm}^2$$

Com as tensões calculadas previamente foi possível encontrar as tensões máximas nas bordas através das combinações de ações e realizar a verificação para os estados limites de serviço.

5.5 VERIFICAÇÃO DE TENSÕES NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA (ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO)

Para a verificação das tensões no ato da protensão, os resultados foram organizados na Tabela 8. Considerou-se o concreto com idade igual ou superior a 28 dias e os valores das tensões foram utilizados dos cálculos realizados até então.

Tabela 8 – Verificação das tensões nas extremidades para ATO de protensão

Combinação		σ_i (kN/cm ²)	Limite (kN/cm ²)	Verificação
Borda Superior	$\sigma_2 = \gamma_{p,ATO} \cdot \sigma_{2p} + \sigma_{2g0} \leq f_{ct,ATO}$	0,21	0,35	Ok
Borda Inferior	$ \sigma_1 = \gamma_{p,ATO} \cdot \sigma_{1p} + \sigma_{1g0} \leq f_{c,ATO}$	2,97	3,15	Ok

As tensões foram verificadas e atendidas para o ato de protensão tanto para ELS-F na borda superior da seção quanto para ELS-CE para a borda inferior.

Para a verificação das tensões em serviço para Combinação Frequente, os resultados foram organizados na Tabela 9.

Tabela 9 – Verificação das tensões nas extremidades em serviço para CF

Combinação		σ_i (kN/cm ²)	Limite (kN/cm ²)	Verificação
Borda Superior	$ \sigma_2 = \sigma_{2p} + \Delta\sigma_{2p} \cdot \alpha_{ec} + \Sigma\sigma_{2g} + 0,5\sigma_{1q} \leq f_{c,ELS}$	1,37	3,15	Ok
Borda Inferior	$\sigma_1 = \sigma_{1p} + \Delta\sigma_{1p} + \Sigma\sigma_{1g} + 0,5\sigma_{1q} \leq 0$	- 0,08	0	Ok

As tensões foram verificadas e atendidas para as tensões em serviço para combinações frequentes tanto para ELS-CE na borda superior da seção quanto para ELS-D para a borda inferior.

Para a verificação das tensões em serviço para Combinação Frequente, os resultados foram organizados na Tabela 10.

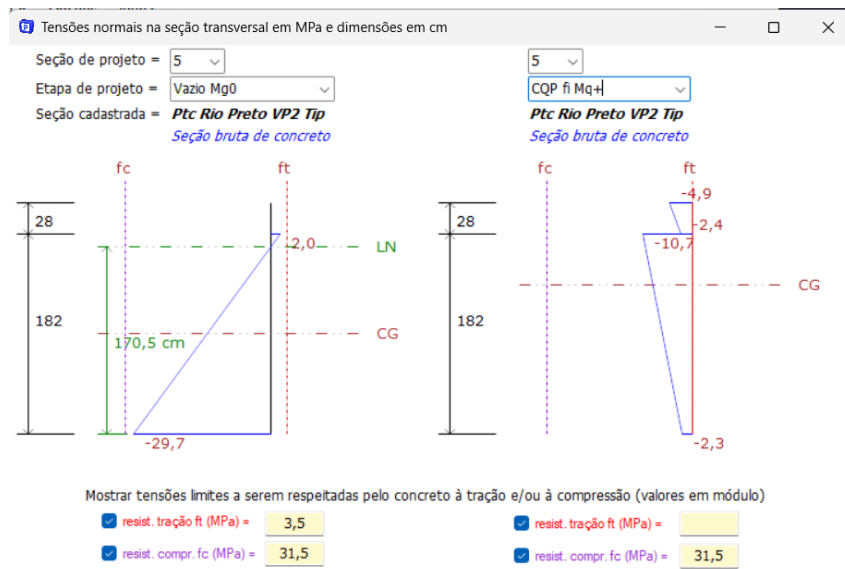
Tabela 10 – Verificação das tensões nas extremidades em serviço para CR

Combinação		σ_i (kN/cm^2)	Limite (kN/cm^2)	Verificação
Borda Superior	$ \sigma_2 = \sigma_{2p} + \Delta\sigma_{2p} + \Sigma\sigma_{2g} + \sigma_{2q} \leq f_{c,ELS}$	1,24	3,15	Ok
Borda Inferior	$\sigma_1 = \sigma_{1p} + \Delta\sigma_{1p} + \Sigma\sigma_{1g} + \sigma_{1q} \leq f_{ct,ELS}$	0,3	0,35	Ok

As tensões foram verificadas e atendidas para as tensões em serviço para combinações raras tanto para ELS-CE na borda superior da seção quanto para ELS-F para a borda inferior.

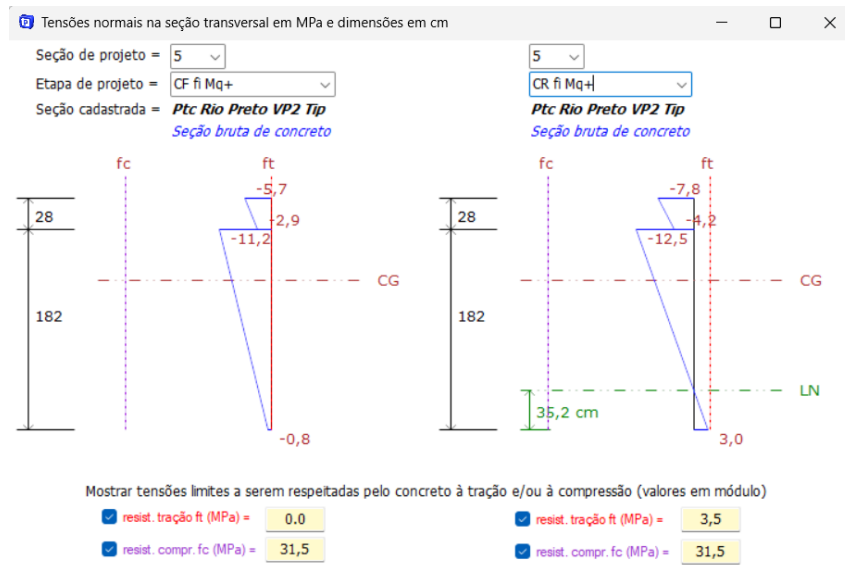
As tensões máximas nas bordas, em MPa, e verificações realizadas pelo *software* estão expressas nas Figuras 13 e 14.

Figura 13 – Tensões normais na seção transversal para ATO de protensão e CQP



Fonte: Autor

Figura 14 – Tensões normais na seção transversal para CF e CR



Fonte: Autor

Destaca-se que os valores obtidos ao seguir as orientações estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2023 revelaram-se coerentes e em concordância com os resultados computados pelo software para o exemplo específico em análise. A aderência desses dados, conforme preconizado pela norma, fortalece a confiabilidade e a consistência dos resultados, consolidando a validação do exemplo de viga isostática protendida "Ptc Rio Preto VP2 L=34,0m h=182cm". Essa correlação entre os resultados manuais, pautados nas diretrizes normativas, e os obtidos pelo software "Protensao" evidencia a robustez do método de validação empregado, sugerindo, assim, a confiança nos resultados finais.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como propósito validar um dos exemplos do software "Protensao", desenvolvido pelo Prof. Dr. Angelo Rubens Migliore Junior, por meio de cálculos analíticos seguindo as diretrizes da Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2023.

O programa permite a inserção de dados abrangentes, desde características gerais do concreto e protensão, comprimento de trechos da viga, até informações específicas, como geometria por coordenadas da seção transversal e posicionamento dos cabos. Ele também gerencia variações de distância entre segmentos dos cabos de protensão, ações solicitantes e a presença de armadura longitudinal.

Após a inserção ou atualização dos dados da estrutura no software, é possível realizar uma verificação para garantir a consistência das informações, apontando conflitos de forma clara por meio da utilização de cores.

Após a verificação dos dados, é possível realizar o cálculo e emitir um relatório com diagramas. O software proporciona gráficos do perfil de cabos em elevação e em planta, a posição dos cabos em corte, a força de tração nos cabos e as tensões normais em diferentes seções.

Destaca-se a praticidade no cálculo das perdas da força de protensão, possibilitando a obtenção desses valores para cada cabo e em cada seção transversal estabelecida no programa. Isso é especialmente relevante, pois o cálculo analítico dessas perdas é complexo, dependendo diretamente da posição dos cabos ao longo do perfil longitudinal e transversal da estrutura.

Como ponto de melhoria, destaca-se que a inserção das ações solicitantes poderia oferecer mais detalhes sobre suas procedências. Isso permitiria um controle mais preciso sobre as fases da seção em que as ações atuam, seja antes ou após a inserção da mesa superior da viga, caso este elemento esteja presente no exemplo.

É relevante mencionar que a versão utilizada do software "Protensao" foi a versão 4.2.8084. Ao longo do desenvolvimento deste trabalho, o desenvolvedor continuou aprimorando o programa, indicando que essa não é sua versão final.

Em última análise, os cálculos analíticos, conforme preconizado pela ABNT NBR 6118:2023, confirmaram satisfatoriamente os valores obtidos pelo programa em todas as etapas apresentadas do dimensionamento da viga em concreto protendido, desde os cálculos das características geométricas, até as verificações das tensões. Visto que as verificações não apresentaram contraste entre as duas vertentes de cálculo, conclui-se que o software é válido para a realização de dimensionamentos de vigas em concreto protendido. Eventuais divergências podem surgir devido a considerações relativas às ações solicitantes quando manuseado por alguém sem domínio preciso de quais ações estão sendo aplicadas em cada etapa da protensão.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI. **ACI 318: Building code requirements for structural concrete**, Farmington Hills, 2019. Citado na página 10.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**, Rio de Janeiro, 2004. Citado na página 18.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7483: Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido — Especificação**, Rio de Janeiro, 2008. Citado na página 25.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**, Rio de Janeiro, 2023. Citado 14 vezes nas páginas 10, 12, 14, 15, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 26, 29, 33 e 40.
- BEER, F. P.; JOHNSTON, E. Russel; dewolf, j. t.; mazurek, d. f. **Mecânica dos Materiais. Tradução: José Benaque Rubert. 7ª Edição. Porto Alegre: Editora McGraw-Hill**, 2015. Citado na página 10.
- BUCHAIM, R. Tração axial, flexão simples e força cortante. **Editora da Universidade Estadual de Londrina (EDUEL), Londrina-PR**, 2007. Citado na página 25.
- CHOLFE, L.; BONILHA, L. **Concreto protendido: teoria e prática**. [S.l.]: Oficina de Textos, 2018. Citado 4 vezes nas páginas 8, 13, 21 e 26.
- HANAI, J. B. Fundamentos do concreto protendido. In: **Departamento de Engenharia de Estruturas, São Carlos**. [S.l.: s.n.], 2005. Citado na página 12.
- LEONHARDT, F. Construções de concreto: concreto protendido. **Rio de Janeiro: Interciência**, v. 5, 1983. Citado 2 vezes nas páginas 10 e 11.
- MIGLIORE JUNIOR, A. R. Concreto protendido. notas de aula. **Barretos: UNIFEB**, 2017. Citado na página 22.
- NAWY, E. G. **Prestressed concrete. A fundamental approach**. [S.l.: s.n.], 1996. Second Edition. Citado na página 8.
- PADOVANI, N. **Linkedin**. [s.n.], 2023. Disponível em: <<https://www.linkedin.com/feed/update/urn:li:activity:7042677303960592384/>>. Citado na página 16.
- PFEIL, W. Concreto protendido, v.1: introdução. **Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos**, 1984. Citado 2 vezes nas páginas 11 e 12.
- SANABRA LOEWE, M.; CAPELLÀ LLOVERA, J. The four ages of early prestressed concrete structures. **PCI Journal**, v. 59, n. 4, p. 93–121, 2014. Citado na página 8.
- VASCONCELOS, A. C. **O concreto no Brasil: recordes, realizações, história**. [S.l.]: Pini Editora, 1992. (O concreto no Brasil, v. 2). Citado na página 8.