

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Departamento De Engenharia de Estruturas

Curso de Especialização em Estruturas

Marcos Vinícius Assad de Carvalho

**ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE UMA PASSARELA EXISTENTE COM
MATERIAIS E NORMAS MAIS NOVOS**

Belo Horizonte

2024

Marcos Vinícius Assad de Carvalho

**ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE UMA PASSARELA EXISTENTE COM
MATERIAIS E NORMAS MAIS NOVOS**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Especialista em Estruturas".

Orientador: Sebastião Salvador Real Pereira

Belo Horizonte

2024



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos **dezesesseis dias** do mês de **setembro** de **2024**, às 15h, o estudante **Marcos Vinícius Assad de Carvalho**, matrícula 2019703771, defendeu o Trabalho intitulado “ **Estudo e Dimensionamento de uma Passarela Existente com Materiais e Normas mais Novos**”.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: (91)

Orientador(a): Prof. Sebastião Salvador Real Pereira

Nota: (91)

Examinador(a): Prof. Pedro Vianna de Pessoa Mendonça



Documento assinado eletronicamente por **Sebastião Salvador Real Pereira, Professor do Magistério Superior**, em 18/09/2024, às 19:09, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Pedro Vianna Pessoa de Mendonça, Professor do Magistério Superior**, em 09/10/2024, às 05:02, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3557115** e o código CRC **EB74FCD7**.

INSTRUÇÕES

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

Agradecimento

Dedico este trabalho a minha família que sempre me apoiou e que se esforçou para que desde pequeno eu tivesse acesso a uma educação de qualidade, permitindo que eu alcançasse meus objetivos. Agradeço ao meu amor Luíza por estarmos juntos ao longo de todo o processo de pós graduação e também a todos os professores que contribuíram na minha formação profissional, por todos os ensinamentos.

Resumo

Normas e materiais mudam com o tempo. O que hoje temos de mais tecnológico pode ser algo ultrapassado com o passar dos anos. No presente trabalho será estudado o que tem de mais recente no âmbito do concreto protendido, tanto nos parâmetros e dimensionamento normativos quanto no emprego de materiais mais resistentes. Os objetivos englobam o dimensionamento de uma passarela existente localizada no centro de Belo Horizonte com projeto original datado de 1987 de forma a demonstrar o conhecimento do aluno sob os temas estudados ao longo do curso.

Palavras-chave: concreto protendido; obra de arte especial; viga caixão; protensão; dimensionamento.

Abstract

Standards and materials change over time. What is most technologically advanced today may become outdated over the years. This work will study the latest developments in prestressed concrete, both in terms of normative parameters and design and in the use of more resistant materials. The objectives include the design of an existing footbridge located in downtown Belo Horizonte with an original design dated 1987, in order to demonstrate the student's knowledge of the topics studied throughout the course.

Keywords: prestressed concrete; prestressed footbridge; design.

Lista de figuras

Figura 1.1: Resistência de corpos sólidos à ruptura (Galilei, 1988).....	11
Figura 3.1: Etapas simplificadas de pós-tensão. (Bastos, 2017)	14
Figura 3.2: Esquema de cálculo da perda por encunhamento (Machado, 2007).....	24
Figura 4.1: Passarela em estudo. (Google, 2024).....	31
Figura 4.2: Seção longitudinal da passarela.	31
Figura 4.3: Seções transversais, a com maior altura (a) e no meio do vão central (b).	32
Figura 4.4: Modelo computacional no SAP2000.	33
Figura 4.5: Seção transversal da viga caixa no modelo.....	33
Figura 4.6: Carga permanente do revestimento e do guarda-corpo.....	34
Figura 4.7: Carga permanente do revestimento e do guarda-corpo.....	35
Figura 4.8: Sobrecarga do guarda-corpo.	36
Figura 4.9: Momento fletor característico.	38
Figura 4.10: Posicionamento dos cabos	41
Figura 4.11: Diagrama de protensão do Cabo 1	43
Figura 4.12: Diagrama de protensão do Cabo 2.	45
Figura 4.13: Diagrama de protensão do Cabo 3.	46
Figura 4.14: Diagrama de protensão do Cabo 4.	48

Lista de Tabelas

Tabela 3.1: Classes de agressividade ambiental (CAA).....	15
Tabela 3.2: Classe de agressividade e qualidade do concreto	15
Tabela 3.3: Valores do coeficiente de redução.....	18
Tabela 3.4: Exigências de durabilidade relacionadas a CAA e tipo de protensão. (2023).....	19
Tabela 3.5: Exigências de durabilidade relacionadas a CAA e tipo de protensão. (2014).....	19
Tabela 3.6: Características das cordoalhas	21
Tabela 3.7: Valores da deformação específica de retração e coeficiente de fluência.	28
Tabela 4.1: Momento fletor característico por carregamento.....	37
Tabela 4.2: Dados geométricos das seções.....	39
Tabela 4.3: Dados de protensão para o Cabo 1.	42
Tabela 4.4: Dados de protensão para o Cabo 2.	44
Tabela 4.5: Dados de protensão para o Cabo 3.	46
Tabela 4.6: Dados de protensão para o Cabo 4.	47
Tabela 4.7: Verificação ELS-F (CF).	49
Tabela 4.8: Verificação ELS-D (CQP).....	50
Tabela 5.1: Resumo dos materiais.....	51

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVO	13
3	REVISÃO DA LITERATURA	14
3.1	Concreto protendido.....	14
3.2	Verificações e Estados Limites de Serviço	17
3.3	Aços para protensão	20
3.4	Protensão	21
3.5	Perdas imediatas de protensão	22
3.5.1	Perdas por atrito	23
3.5.2	Perdas por deslizamento e acomodação da ancoragem	24
3.5.3	Encurtamento imediato	25
3.6	Perdas progressivas	25
3.6.1	Fluência e retração	28
3.6.2	Relaxação	29
3.7	Ações em passarelas.....	29
4	DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO	31
4.1	Objeto de estudo	31
4.2	Modelo computacional.....	32
4.3	Carregamento aplicado	33
4.4	Esforços solicitantes.....	37
4.5	Materiais.....	38
4.6	Estados Limites de Serviço	40
4.7	Protensão	40

4.7.1	Cabo 1	42
4.7.2	Cabo 2	44
4.7.3	Cabo 3	46
4.7.4	Cabo 4	47
4.8	Verificações	49
5	CONCLUSÃO	51
6	REFERÊNCIAS	52

1 INTRODUÇÃO

Desde a civilização grega, já se usavam rochas nas arquitraves, ou vigas, entre dois pilares utilizando cálculos para determinar as dimensões dos elementos. Porém, mesmo a rocha sendo considerada rígida, havia limitações para a seu vão livre, visto que ela não suporta altos esforços de tração gerados pelo momento fletor, e limites de logística por causa de seu peso. Vieira (2016)

Posteriormente, a civilização romana utilizou-se de técnicas onde era possível vencer maiores vãos com o agrupamento de rochas menores formando um arco, no qual as solicitações de tração eram pequenas devido a geometria do mesmo. Esses feitos foram marcos para a Engenharia Civil e permitiu o surgimento para novas ideias que tornaram-se descobertas importantes no ramo das construções. Vieira (2016)

Provavelmente, Galileu Galilei (1564-1642), um astrônomo italiano, foi o precursor da Mecânica dos Materiais ao estudar sua resistência. Em seu livro, *Dois Novas Ciências* (1638), introduziu o conceito de Tensão de Ruptura e elaborou o problema conhecido como “Problema de Galileu” que consistia numa viga engastada na qual atuava um peso adicional além de seu peso próprio. O próprio autor não conseguiu solucionar adequadamente seu problema e continuou como desafio para as futuras gerações. A Figura 1.1 contém ilustrações retiradas de seu livro.

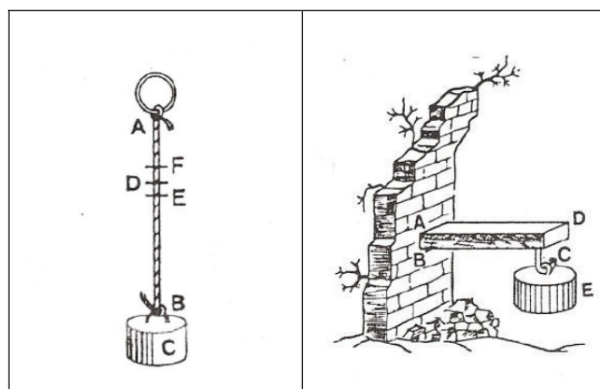


Figura 1.1: Resistência de corpos sólidos à ruptura (Galilei, 1988)

Hibbeler (2010) define a resistência dos materiais como o ramo da mecânica que estuda as relações entre a intensidade das forças internas que agem no interior de um corpo deformável com as cargas externas, abrangendo também o cálculo da estabilidade do corpo e seus limites físicos de deformação.

Ainda segundo Hibbeler (2012), estruturas são sistemas de elementos conectados entre si utilizados para absorver e transmitir as cargas que lhes são aplicadas. Na engenharia civil, existem inúmeros exemplos de estruturas, como edifícios, pontes, torres, barragens e reservatórios.

Um projeto estrutural, como observado por Soriano (2003), é dividido em três etapas subsequentes. A primeira corresponde à concepção arquitetônica e estrutural, elaborada a partir de requisitos de estética e funcionalidade. A segunda consiste na análise do comportamento mecânico da estrutura e a terceira e última etapa, no dimensionamento dos componentes estruturais.

O concreto protendido é uma das inovações mais significativas na construção civil, oferecendo uma série de benefícios em termos de resistência, durabilidade e eficiência estrutural. A ideia de reforçar concreto com elementos de aço tensionados surgiu no início do século XX, com engenheiros visionários como Eugène Freyssinet na França e Robert Maillart na Suíça. Eles perceberam que pré-comprimir o concreto com cabos de aço poderia aumentar a capacidade de carga e melhorar a resistência do material, tornando-o mais eficiente para a construção de estruturas. Leonhardt (1983)

Ao longo dos anos, a técnica do concreto protendido foi aprimorada e refinada. Novos materiais, como as cordoalhas de aço, foram introduzidos, tornando o processo mais eficiente e prático. Com o desenvolvimento de sistemas de ancoragem e tensionamento mais sofisticados, a protensão tornou-se uma técnica confiável e amplamente utilizada em projetos de grande porte.

Atualmente, o concreto protendido é amplamente utilizado em diversas aplicações, incluindo pontes, viadutos, edifícios altos e estruturas industriais. Seus benefícios incluem a capacidade de suportar vãos maiores, redução de materiais e aumento da durabilidade das estruturas. A

evolução contínua dessa tecnologia promete ainda mais avanços e inovações no futuro da construção civil.

2 OBJETIVO

Este trabalho visa apresentar um estudo comparativo entre as versões mais recentes de normas que regem o concreto protendido e aplicá-las no dimensionamento de uma passarela de pedestre.

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Realizar uma revisão bibliográfica contemplando diversos itens das normas relativos às especificações e dimensionamento do concreto protendido e comparando suas versões mais recentes, incluindo as de 2023 e 2024;
- Desenvolvimento de uma metodologia de cálculo para o dimensionamento de uma passarela existente com projeto original datado de 1987 utilizando métodos e materiais mais recentes;
- Realizar análise estrutural via software do método dos elementos finitos para obtenção de esforços solicitantes internos da passarela;
- Dimensionar a passarela utilizando a metodologia adequada e fazer as verificações normativas necessárias;
- Analisar e comparar os resultados do dimensionamento atual com o projeto existente da passarela.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Concreto protendido

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) elementos de concreto protendido são “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)”.

A armadura ativa pós-tracionada com aderência posterior é muito usada em pontes, passarelas e viadutos. O pré-alongamento é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizado partes do próprio elemento estrutural como apoio e posteriormente é injetada calda de cimento nas bainhas para garantir a aderência, conforme Figura 3.1.

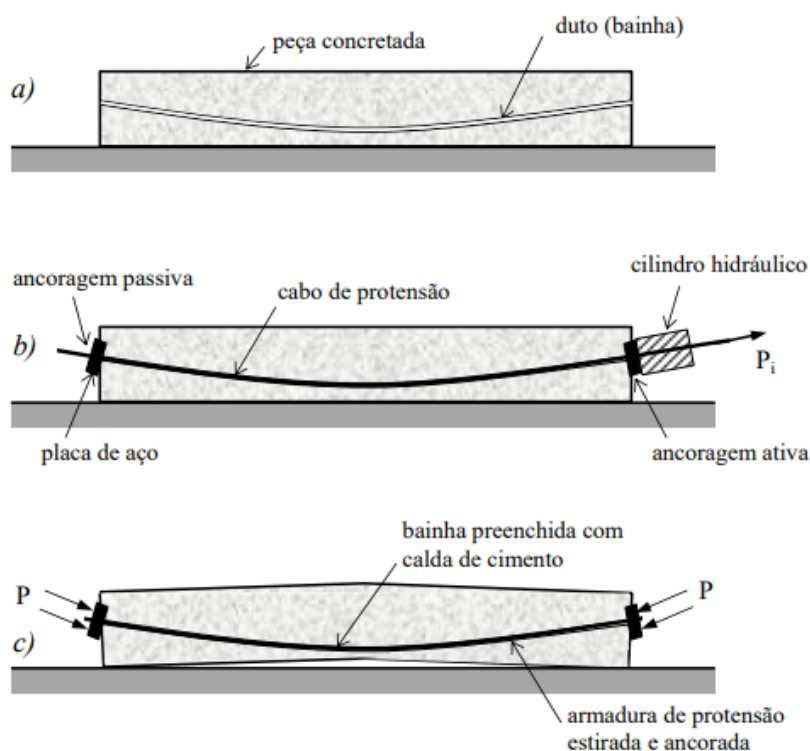


Figura 3.1: Etapas simplificadas de pós-tensão. (Bastos, 2017)

As classes de agressividade ambiental (CAA) estão relacionadas com as ações físicas e químicas que atuam sobre estruturas de concreto independente dos carregamentos de projeto e com os riscos de deterioração das estruturas. Definida a classe da estrutura, diversos requisitos mínimos devem ser atendidos para garantir a durabilidade e funcionalidade do concreto. Segue Tabela 3.1 com as classes segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Tabela 3.1: Classes de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural Submerso	Insignificante
II	Moderada	Urbano	Pequeno
III	Forte	Marinho Industrial	Grande
IV	Muito forte	Industrial Respingos de maré	Elevado

As exigências quanto a relação água/cimento e resistência do concreto variam por Classe de agressividade ambiental e se é Concreto Armado (CA) ou Concreto Protendido (CP). A resistência característica do concreto, f_{ck} , é expressa em MPa e representa os números depois da letra C da classe do concreto. Segue Tabela 3.2 relacionando essas duas exigências com as CAA, segundo a NBR 6118 (ABNT, 2023).

Tabela 3.2: Classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto	Tipo	Classe de Agressividade			
		I	II	III	IV
Relação	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
água/cimento	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

O Módulo de Elasticidade Inicial, E_{ci} , é obtido aos 28 dias e estimado a partir da expressão:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (3.1)$$

Onde α_E é um valor que refere-se ao agregado do concreto. Vale 1,2 para basalto ou diabásio, 1,0 para granito ou gnaisse, 0,9 para calcário e 0,7 para arenito.

Já o Módulo de Deformação Secante, E_{cs} é obtido a partir do fator α_i conforme equação:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (3.2)$$

sendo

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (3.3)$$

Estima-se o Módulo de Elasticidade para concretos com menos de 28 dias a partir da expressão válida para concretos com f_{ck} de até 50MPa:

$$E_{ci}(t) = \left[\frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right]^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (3.4)$$

Sendo:

$$f_{ckj} = \beta_1 \cdot f_{ck} \quad (3.5)$$

$$\beta_1 = \exp [s \cdot (1 - \sqrt{28/t})] \quad (3.6)$$

Onde “s” depende do Cimento Portland (CP) adotado, sendo 0,38 para CPIII e CPIV, 0,25 para CPI e CPII, e 0,20 para CPV-ARI.

A resistência a tração direta média, $f_{ct,m}$, do concreto armado para f_{ck} de até 50MPa é dado pela expressão:

$$f_{ct,m} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} \quad (3.7)$$

3.2 Verificações e Estados Limites de Serviço

Quando se trata do Concreto Protendido, as verificações que regem o dimensionamento são referentes aos Estados Limites de Serviço (ELS). As duas principais verificações relacionam-se com o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F), no qual o concreto atinge seu limite de resistência à tração, e o Estado Limite de Descompressão (ELS-D), no qual surgem tensões de tração em algum ponto da seção de concreto. Há uma terceira verificação que é o Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS.W) que limite a dimensão da abertura da fissura.

Nas Combinações Quase Permanentes de serviço (CQP) as ações permanentes são tomadas com seu valor característico e todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, ou seja, multiplicados pelo ψ_2 .

Nas Combinações Frequentes de serviço (CF) as ações permanentes são tomadas com seu valor característico, a ação variável principal é tomada com seu valor frequente, multiplicado pelo ψ_1 , e todas as demais variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes, multiplicados pelo ψ_2 .

Nas Combinações Raras de serviço (CR) as ações permanentes e a variável principal são tomadas com seu valor característico e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes, multiplicados pelo ψ_1 .

Segue Tabela 3.3 com os valores do coeficiente de redução das combinações.

Tabela 3.3: Valores do coeficiente de redução.

Ações		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Cargas de utilização de edificações	Locais com elevada concentração de pessoas	0,7	0,6	0,4
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações iniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

Conforme a norma NBR 6118 (ABNT, 2023) as “tensões de compressão excessivas no concreto sob cargas em serviço podem provocar fissuras longitudinais e elevadas perdas de protensão por fluência.”. Para evitar esses efeitos, tanto para protensão completa ou limitada, as tensões no concreto em serviço, considerando seção não fissurada e após todas as perdas de protensão, não podem exceder os seguintes limites:

- Combinação Quase Permanente $\rightarrow 0,45f_{ck}$
- Combinação Frequente $\rightarrow 0,6f_{ck}$
- Combinação Rara $\rightarrow 0,6f_{ck}$

Quanto aos limites de tração, para o ELS-F ela não deve exceder a resistência de tração do concreto igual a $0,7 \alpha f_{ct,m}$, sendo α igual a 1,2 para seções T ou duplo T, 1,3 para seções I ou T invertido e 1,5 para seções retangulares. E para o ELS-D a tensão limite é nula.

O tipo de verificação que deve ser feito relacionado ao tipo de protensão, classe de agressividade e combinação de serviço a ser usada estão relacionados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Exigências de durabilidade relacionadas a CAA e tipo de protensão. (2023)

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

Essa tabela sofreu pequenas mudanças desde a versão anterior de 2014 no que diz respeito a relação do tipo de protensão com a classe de agressividade. A versão antiga era mais limitada, conforme Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Exigências de durabilidade relacionadas a CAA e tipo de protensão. (2014)

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

3.3 Aços para protensão

A norma NBR 7483 (ABNT, 2021) especifica as cordoalhas de aço para serem usadas nas estruturas de concreto protendido.

Quanto ao número de fios:

- Cordoalha de sete fios
- Cordoalha de três fios

Sempre produzidas na condição de relaxação baixa (RB).

Quanto à resistência a tração:

- Categoria CP-190
- Categoria CP-210
- Categoria CP-220
- Categoria CP-230
- Categoria CP-240

Os números depois do hífen correspondem a resistência característica à tração (f_{ptk}) em kgf/mm^2 ($1\text{kgf/mm}^2 = 9,81\text{MPa}$).

Até a terceira edição da norma, de 2008, a categoria máxima era o CP-210 e na quarta edição, de 2020, foram acrescentadas as categorias mais resistentes.

Quanto a designação da cordoalha, deve conter as seguintes informações:

- a) CP – Concreto Protendido;
- b) resistência mecânica em kgf/mm^2 ;
- c) RB – Relaxação baixa;

- d) Diâmetro nominal;
- e) Número de fios (no caso de cordoalhas de três fios);
- f) Aspecto superficial (no caso de cordoalha entalhada)
- g) Recobrimento (no caso de engraxada ou plastificada)

Segue Tabela 3.6, adaptação da Tabela A.1 da referida norma.

Tabela 3.6: Características das cordoalhas

Categoria	Número de fios	Designação	Diâmetro nominal (mm)	Área da seção de aço nominal (mm ²)	Massa nominal(kg/1000m)	Carga mínima de ruptura (kN)
RB 190	7 fios	CP 190 RB 9,5	9,5	56,2	441	102,3
		CP 190 RB 12,7	12,7	100,9	792	183,7
		CP 190 RB 15,2	15,2	143,4	1126	260,7
		CP 190 RB 15,7	15,7	150,1	1180	274,2
RB 210	7 fios	CP 210 RB 9,5	9,5	56,2	441	113,1
		CP 210 RB 12,7	12,7	100,9	792	203,1
		CP 210 RB 15,2	15,2	143,4	1126	288,2
		CP 210 RB 15,7	15,7	150,1	1180	303
RB 220	7 fios	CP 220 RB 9,5	9,5	56,2	441	118,5
		CP 220 RB 12,7	12,7	100,9	792	212,8
		CP 220 RB 15,2	15,2	143,4	1126	301,9
		CP 220 RB 15,7	15,7	150,1	1180	317,5
RB 230	7 fios	CP 230 RB 9,5	9,5	56,2	441	123,9
		CP 230 RB 12,7	12,7	100,9	792	222,5
		CP 230 RB 15,2	15,2	143,4	1126	315,7
		CP 230 RB 15,7	15,7	150,1	1180	331,9
RB 240	7 fios	CP 240 RB 9,5	9,5	56,2	441	129,3
		CP 240 RB 12,7	12,7	100,9	792	232,1
		CP 240 RB 15,2	15,2	143,4	1126	329,4
		CP 240 RB 15,7	15,7	150,1	1180	346,3

O módulo de elasticidade do aço é de 200GPa.

3.4 Protensão

Como não são mais admitidos aços de relaxação baixa, o item da norma NBR 6118 (ABNT, 2023) que refere-se aos limites de tensão aplicados no aço no ato de protensão sofreu alteração. Agora também os limites não relacionam-se com o valor de escoamento do aço, apenas ao f_{ptk} .

Seguem valores limites para a versão da norma de 2014:

- Pré-tração (RN): $\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} = 0,90f_{pyk}$
- Pré-tração (RB): $\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} = 0,85f_{pyk}$
- Pós-tração (RN): $\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} = 0,87f_{pyk}$
- Pós-tração (RB): $\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} = 0,82f_{pyk}$
- Pós-tração, cordoalha engraxada (RB): $\sigma_{pi} = 0,80f_{ptk}$ e $\sigma_{pi} = 0,88f_{pyk}$

Seguem valores limites para a versão da norma de 2023:

- Pré-tração: $\sigma_{pi} = 0,74f_{ptk}$
- Pós-tração aderente: $\sigma_{pi} = 0,77f_{ptk}$
- Pós-tração não aderente: $\sigma_{pi} = 0,80f_{ptk}$

3.5 Perdas imediatas de protensão

As perdas imediatas da protensão ocorrem durante a transferência da protensão ao concreto e são devidas ao encurtamento imediato do concreto, ao atrito entre as armaduras e as bainhas, ao deslizamento da armadura junto à ancoragem e a acomodação dos dispositivos de ancoragem. Segue detalhamento de cada uma delas.

3.5.1 Perdas por atrito

A perda por atrito pode ser determinada pela expressão, conforme NBR 6118 (ABNT, 2023):

$$\Delta P_{(x)} = P_i \cdot [1 - e^{-(\mu \cdot \sum \alpha + k \cdot x)}] \quad (3.8)$$

Onde:

“x” é a abscissa do ponto onde se calcula ΔP , medida a partir da ancoragem, expressa em metros (m);

$\sum \alpha$ é a soma dos ângulos de desvio entre a ancoragem e o ponto de abscissa “x”, expressa em radianos (rad);

μ é o coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha. Na falta de dados experimentais, pode ser estimado como a seguir (valor em 1/radianos):

$\mu=0,50$ 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 bainha metálica;

$\mu=0,10$ entre fios lisos ou cordoalhas e bainha metálica lubrificada;

$\mu=0,05$ entre cordoalha e bainha de polipropileno lubrificada;

“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 de $0,01 \mu$ (1/m).

3.5.2 Perdas por deslizamento e acomodação da ancoragem

A norma NBR 6118 (ABNT, 2023) não demonstra o cálculo para cálculo dessa perda, apenas que devem ser determinadas experimentalmente ou adotados os valores indicados pelos fabricantes dos dispositivos de ancoragem.

Segundo Machado (2007) para cálculo da perda devido a acomodação da ancoragem é necessário encontrar o ponto no qual o escorregamento (δ) expresso em metros, se iguala às perdas por atrito naquele ponto (L). Com a lei de Hooke obtem-se a fórmula:

$$\frac{\int_0^L \Delta N_{ap(x)} \cdot dx}{E_p \cdot A_p} = \delta \quad (3.9)$$

Para encontrar o comprimento afetado pela acomodação (L) basta igualar a área com o numerador da Equação (3.9), conforme Figura 3.2.

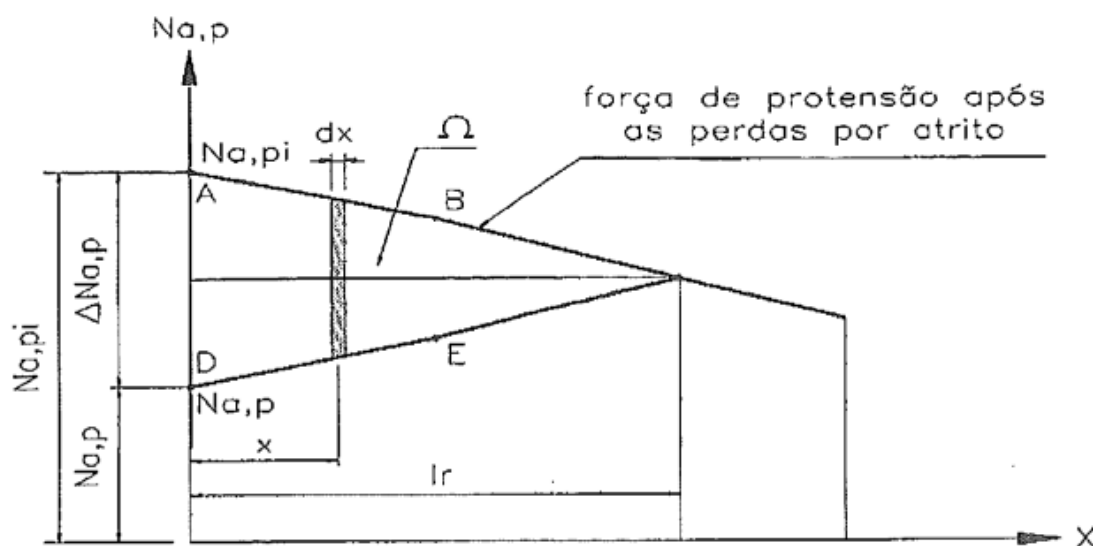


Figura 3.2: Esquema de cálculo da perda por encunhamento (Machado, 2007)

3.5.3 Encurtamento imediato

A protensão sucessiva de cada um dos “n” grupos de cabos protendidos provoca uma deformação imediata do concreto e conseqüentemente o afrouxamento dos cabos anteriormente protendidos. Seguem formulações das duas versões:

$$\Delta\sigma_p = \frac{\alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg})(n-1)}{2 \cdot n} \quad (2014) \quad (3.10)$$

$$\Delta\sigma_p = \alpha_p(t) \cdot \left(\frac{n-1}{2 \cdot n} \right) \cdot \sigma_{c,p0g} \quad (2023) \quad (3.11)$$

Sendo:

$\alpha_p(t)$ a relação entre o módulo de elasticidade da armadura ativa e o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto para idades inferiores a 28 dias, é igual a $E_p/E_{ci}(t)$.

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão, após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem, e pela carga permanente mobilizada no instante t_0 , sendo positiva se de compressão.

3.6 Perdas progressivas

As perdas progressivas incluem a retração e fluência do concreto e a relaxação do aço de protensão e devem ser determinados considerando-se a interação dessas causas. A fórmula a seguir é geral e engloba todas as variáveis necessárias:

$$\Delta\sigma_p(t, t_0) = \frac{|\varepsilon_{cs}(t, t_0)| \cdot E_p + \alpha_p(t) \cdot \sigma_{c,p0g} \cdot \varphi(t, t_0) + \sigma_{p0} \cdot \chi(t, t_0)}{\chi_p + \chi_c \cdot \alpha_p \cdot \eta \cdot \rho_p} \quad (3.12)$$

$$\Delta\varepsilon_{pt}(t, t_0) = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} \cdot \chi(t, t_0) - \frac{\Delta\sigma_p(t, t_0)}{E_p} \cdot \chi_p \quad (3.13)$$

$$\Delta \varepsilon_{ct}(t, t_0) = \frac{\sigma_{c,p0g}}{E_{ci28}} \cdot \varphi(t, t_0) - \frac{\Delta \sigma_c(t, t_0)}{E_{ci28}} \cdot \chi_c + |\varepsilon_{cs}(t, t_0)| \quad (3.14)$$

Onde:

$$\chi(t, t_0) = -\ln[1 - \psi(t, t_0)] \quad (3.15)$$

$$\chi_c = 1 + 0,5 \cdot \varphi(t, t_0) \quad (3.16)$$

$$\chi_p = 1 + \chi(t, t_0) \quad (3.17)$$

$$\eta = 1 + e_p^2 \cdot \frac{A_c}{I_c} \quad (3.18)$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c} \quad (3.19)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad (3.20)$$

$$\alpha_p(t) = \frac{E_p}{E_{ci}(t)} \quad (3.21)$$

Sendo:

$\sigma_{c,p0g}$ é a tensão no concreto adjacente ao cabo resultante, provocada pelo efeito conjunto da protensão, após as perdas por atrito e por acomodação da ancoragem, e pela carga permanente mobilidade no instante t_0 , sendo positiva se de compressão;

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

σ_{p0} é a tensão na armadura ativa após todas as perdas imediatas no instante “ t_0 ” e sempre positiva por ser de tração;

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

$\varepsilon_{cs}(t,t_0)$ é a retração no instante “t”, descontada a retração ocorrida até o instante “t₀”;

$\psi(t,t_0)$ é o coeficiente de relaxação do aço no instante “t” para protensão e carga permanente mobilizada no instante “t₀”;

$\Delta\sigma_c(t,t_0)$ é a variação da tensão do concreto adjacente ao cabo resultante entre “t₀” e “t”;

$\Delta\sigma_p(t,t_0)$ é a variação da tensão no aço de protensão entre “t₀” e “t”;

ρ_p é a taxa geométrica da armadura de protensão;

e_p é a excentricidade do cabo resultante em relação ao baricentro da seção do concreto;

A_p é a área da seção transversal do cabo resultante;

A_c é a área da seção transversal do concreto;

I_c é o momento central de inércia na seção do concreto.

Para aços de relaxação baixa, esse processo pode ser substituído desde que a retração não difira em mais de 25% do valor de $[-8.10^{-5} \varphi(\infty,t_0)]$. O valor absoluto da perda de tensão devida à fluência, retração e relaxação, com $\sigma_{c,p0g}$ em MPa e considerando positivo se for de compressão, é dado por:

$$\frac{\Delta\sigma_p(t_\infty, t_0)}{\sigma_{p0}} = 7,4 + \frac{\alpha_p}{18,7} [\varphi(t_\infty, t_0)]^{1,07} (3 + \sigma_{c,p0g}) \quad (3.22)$$

3.6.1 Fluência e retração

A partir da umidade média ambiente e da espessura fictícia, igual a duas vezes a área de concreto sobre o perímetro exposto ao ambiente, é possível obter os valores do coeficiente de fluência $\varphi(t_\infty, t_0)$ e da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ a partir da Tabela 3.7.

Tabela 3.7: Valores da deformação específica de retração e coeficiente de fluência.

Umidade média ambiente (%)		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c/u$ (cm)		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_\infty, t_0)$ C20 a C45	t_0	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
	dias	30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varepsilon_{cs}(t_\infty, t_0)$ ‰	t_0	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
	dias	30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,4	-0,3	-0,31	-0,17	-0,15

A deformação específica total do concreto $\varepsilon_c(t_\infty, t_0)$ pode ser calculada a partir da equação:

$$\varepsilon_c(t_\infty, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t_\infty, t_0)}{E_c(28)} \right] \quad (3.23)$$

3.6.2 Relaxação

Para o tempo infinito, pode-se considerar que a relaxação é dada por:

$$\Psi(t_{\infty}, t_0) \cong 2,5 \Psi_{1000} \quad (3.24)$$

Onde Ψ_{1000} é o valor em porcentagem da relaxação das cordoalhas após 1000h a 20°C e depende da tensão a qual está submetida, conforme relações a seguir, para cordoalhas RB:

$$\sigma_{p0} = 0,5f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 0$$

$$\sigma_{p0} = 0,6f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 1,3$$

$$\sigma_{p0} = 0,7f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 2,5$$

$$\sigma_{p0} = 0,8f_{ptk} \rightarrow \Psi_{1000} = 3,5$$

Para valores intermediários de tensões, é necessário fazer a interpolação. E para tensões inferiores a $0,5f_{ptk}$ admite-se que não há perda de tensão por relaxação.

3.7 Ações em passarelas

A NBR 7188 (ABNT, 2024) estabelece as ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres para projeto de pontes, viadutos e passarelas. Para as ações verticais, a carga de $5,0\text{kN/m}^2$ a ser adotada deve ser uniformemente distribuída, aplicada sobre o pavimento e entre guarda-corpos, na posição mais desfavorável e sem considerar o coeficiente de impacto.

Até a segunda edição da norma, de 2013, não era citado elementos de guarda-corpo nas passarelas. Na quarta edição, de 2024, cita que deve ser prevista uma carga vertical linearmente distribuída de $2,0\text{kN/m}$ além do peso próprio do guarda-corpo e uma ação horizontal de $2,0\text{kN/m}$ aplicada a $1,1\text{m}$ acima do piso acabado e perpendicular ao eixo longitudinal do guarda-corpo.

Como ação horizontal excepcional deve ser considerada uma carga pontual de 100kN aplicada no ponto mais desfavorável da estrutura da passarela no sentido do tráfego sob a mesma

representando o impacto de veículos. Essa consideração não elimina a hipótese de colapso parcial ou total da estrutura em fundação da magnitude da colisão.

Na edição mais recente, de 2024, foi retirado o item de Passarelas Especiais, que tratando-se de passarelas esbeltas, leves, sensíveis ao vento e ações dinâmicas dos pedestres seria necessária a comprovação de estabilidade global e dos elementos estruturais através de modelos dinâmicos e verificação à fadiga.

Já a NBR 6120 (ABNT, 2019) estabelece as ações a serem lançadas nas estruturas. Como revestimento de pisos, na Tabela 4 da norma, para uma espessura de 5,0cm o peso do revestimento é de 1,0kN/m².

4 DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO

4.1 Objeto de estudo

O presente trabalho tem como objeto de estudo a passarela de pedestres que interliga a rua Varginha à rua Rio de Janeiro passando por cima da avenida do Contorno. Possui três vãos: o primeiro com 27,8m, o segundo com 62,0m e o terceiro com 39,8m. Na Figura 4.1 é possível ver o vão central sobre a avenida do Contorno.



Figura 4.1: Passarela em estudo. (Google, 2024)

A passarela tem projeto datado de 1987. Foi mantida apenas a geometria do objeto, com as mesmas seções transversais e espessuras dos elementos. Todo o dimensionamento e verificação do concreto protendido foi realizado novamente. Ao todo, 32 seções foram necessárias para representar os 130,0m de estrutura, 10 seções em cada vão e 2 na extremidade, Figura 4.2.

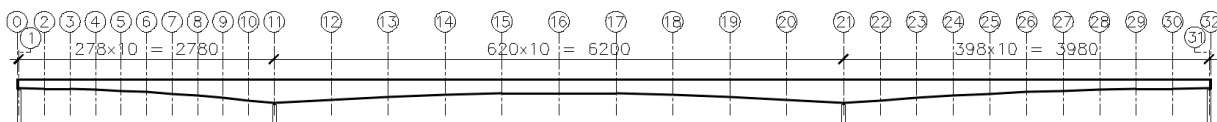


Figura 4.2: Seção longitudinal da passarela.

Todas as seções transversais são formadas por viga caixão de no mínimo 0,95m de altura, nas extremidades, 1,45m no meio do maior vão e no máximo 2,55m nos apoios centrais. A espessura das paredes é de 30cm e nos apoios centrais 80cm. Figura 4.3.

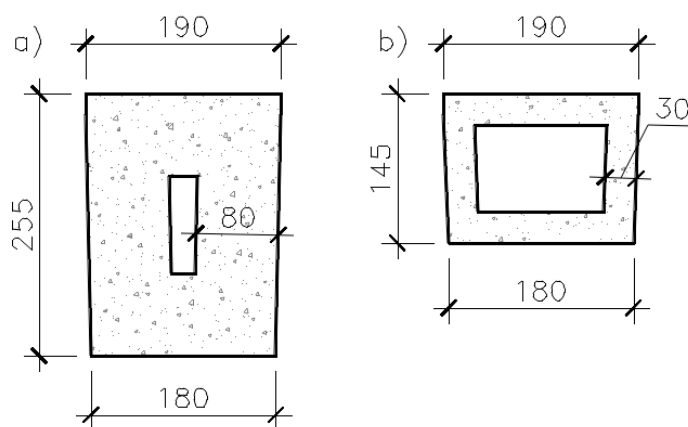


Figura 4.3: Seções transversais, a com maior altura (a) e no meio do vão central (b).

4.2 Modelo computacional

Foi utilizado o *software* de elementos finitos SAP2000 para gerar o modelo da passarela e obter os esforços solicitantes de momento fletor para dimensionamento da protensão. Toda estrutura é formada por elementos do tipo *shell* que trabalha com esforços paralelos e perpendiculares ao seu plano. A discretização foi feita baseado no teste de convergência para es esforços solicitantes.

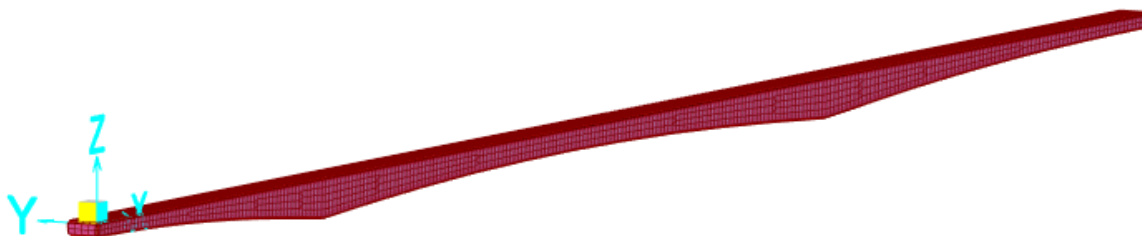


Figura 4.4 ilustra o modelo 3D no SAP2000 e a Figura 4.5 a seção transversal extrudada no modelo.



Figura 4.4: Modelo computacional no SAP2000.

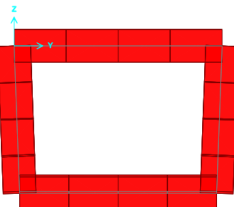


Figura 4.5: Seção transversal da viga caixão no modelo.

A obtenção dos momentos fletores foi feito com o auxílio da ferramenta *section cut* que obtém esforços em algum plano escolhido formado por nós. Foram geradas 32 *section cuts* referentes às 32 seções da passarela.

4.3 Carregamento aplicado

O peso próprio (PP) da estrutura de concreto é gerado automaticamente pelo *software* a partir do peso específico de 25kN/m^3 .

Foi considerada uma carga permanente (CP) do revestimento igual a $1,0\text{kN/m}^2$ e o peso do guarda-corpo (GC-CP) de $0,5\text{kN/m}$, conforme Figura 4.6.

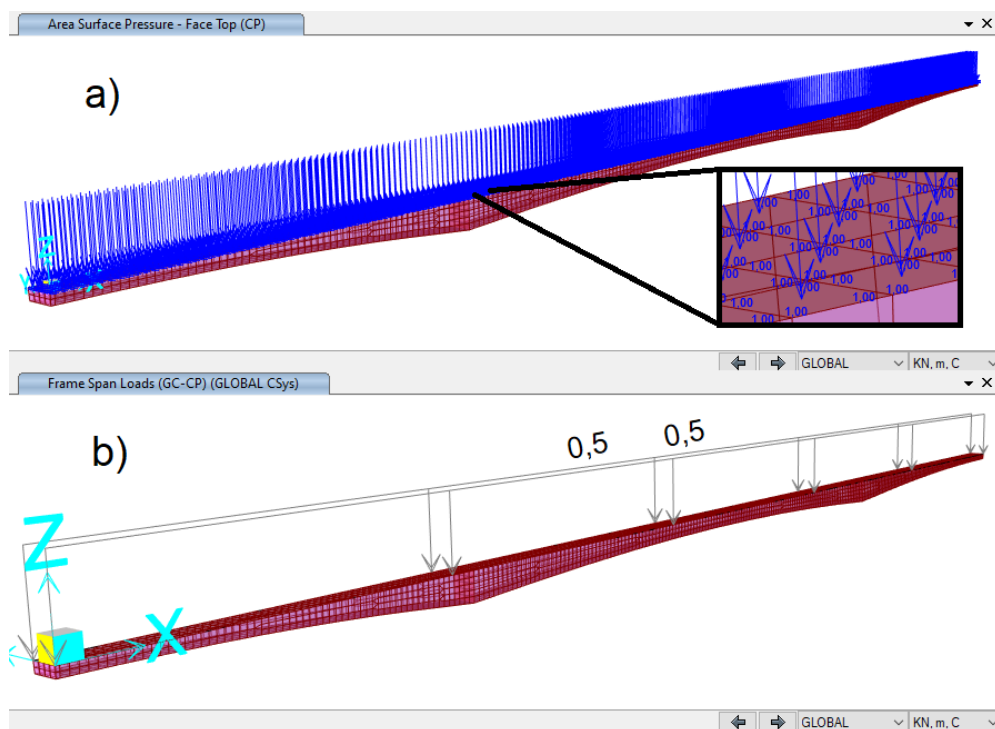


Figura 4.6: Carga permanente do revestimento e do guarda-corpo.

A sobrecarga de passarela de $5,0\text{kN/m}^2$ foi considerada em três posições mais desfavoráveis (SC1, SC2 e SC3), cada uma aplicada em um vão isoladamente. Uma ferramenta do *software* chamada *range* faz a permutação desses três carregamentos e gera uma envoltória das piores solicitações em cada ponto. A Figura 4.7 ilustra essas sobrecargas aplicadas no modelo.

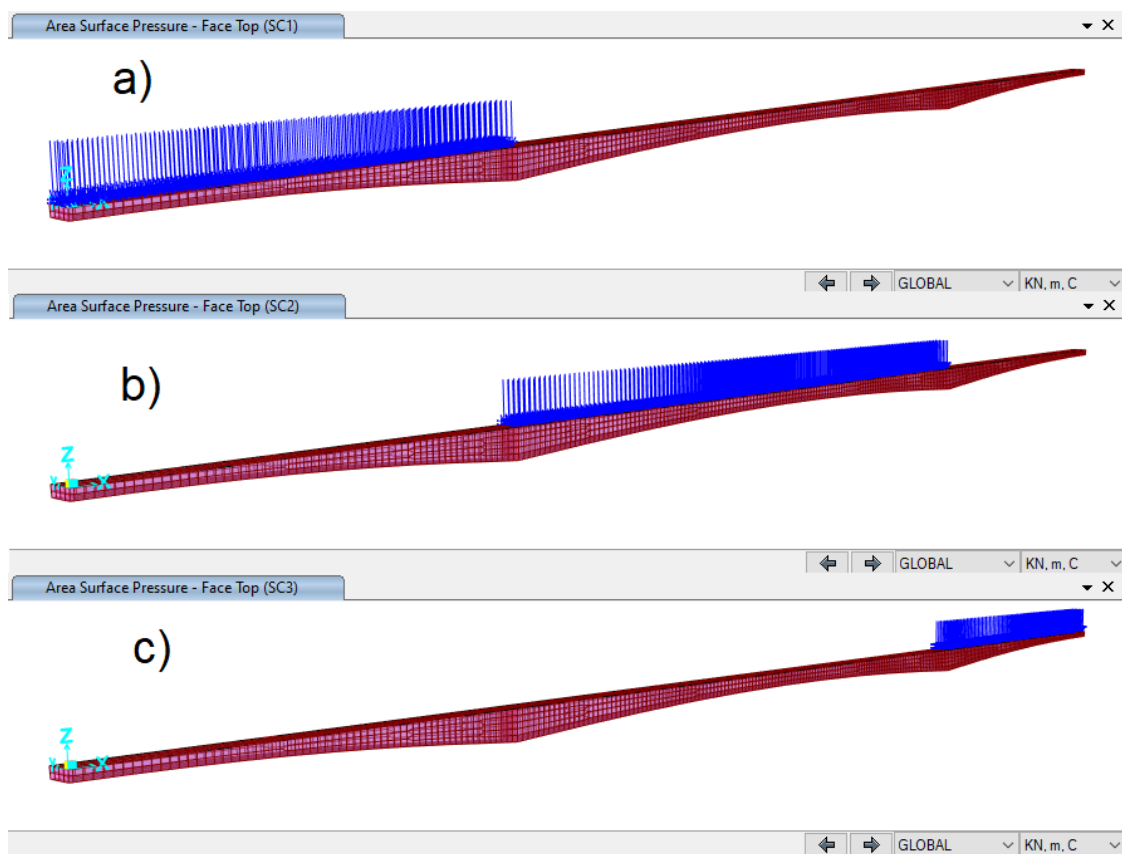


Figura 4.7: Carga permanente do revestimento e do guarda-corpo.

A nova norma de carregamento de pontes NBR 7188 (ABNT, 2024) acrescentou a sobrecarga de guarda-corpo (GC-SC) de $2,0\text{kN/m}$, conforme Figura 4.8.

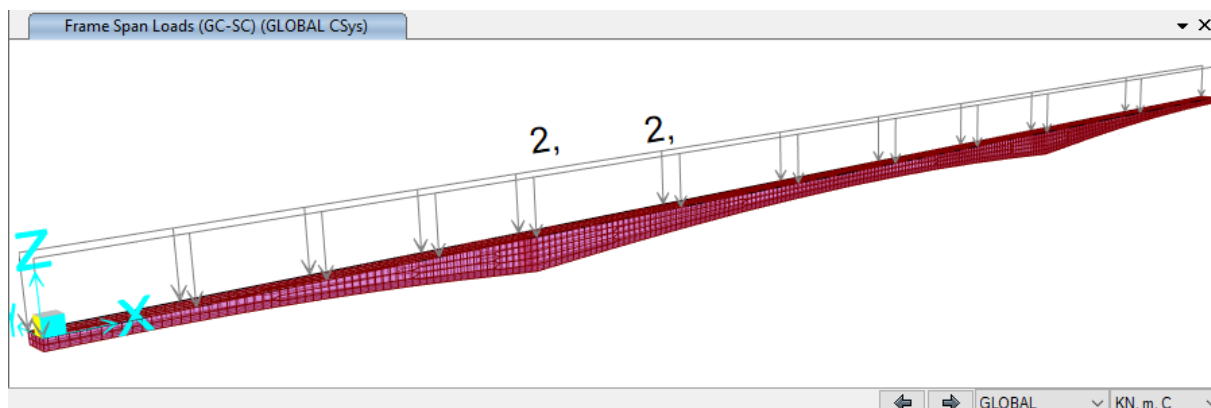


Figura 4.8: Sobrecarga do guarda-corpo.

4.4 Esforços solicitantes

Segue Tabela 4.1 com os esforços característicos obtidos por seção.

Tabela 4.1: Momento fletor característico por carregamento

Seção	Momento Característico (kN.m)			
	PP	CP	SC-	SC+
0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	-2,5	0,0	-0,2	0,0
2	6,4	13,6	-290,9	354,1
3	-272,0	4,8	-581,8	604,1
4	-843,4	-26,4	-909,1	786,2
5	-1.716,8	-80,0	-1.273,9	901,5
6	-2.905,0	-156,0	-1.669,7	943,4
7	-4.425,0	-254,4	-2.096,3	911,9
8	-6.297,1	-375,3	-2.553,9	807,0
9	-8.545,6	-518,5	-3.042,4	628,7
10	-11.198,9	-684,2	-3.756,7	571,8
11	-14.287,8	-872,2	-4.695,7	635,4
12	-6.167,3	-393,4	-2.253,9	422,7
13	-158,0	-26,0	-459,4	338,5
14	3.914,8	229,9	-345,8	1.416,2
15	6.179,2	374,4	-478,4	2.221,3
16	6.710,9	407,4	-610,9	2.507,4
17	5.536,3	328,9	-743,5	2.274,7
18	2.629,0	139,0	-876,0	1.523,1
19	-2.086,7	-162,4	-1.290,1	534,2
20	-8.739,0	-575,2	-2.815,1	137,4
21	-17.502,5	-1.099,5	-5.336,0	217,5
22	-12.350,7	-782,9	-3.840,2	195,8
23	-8.091,5	-512,2	-2.569,0	184,7
24	-4.661,3	-287,4	-2.026,1	688,2
25	-2.002,1	-108,6	-1.546,6	1.041,3
26	-64,6	24,3	-1.164,0	1.277,3
27	1.193,3	111,3	-931,2	1.449,5
28	1.806,0	152,4	-698,4	1.407,8
29	1.799,7	147,5	-465,6	1.152,3
30	1.191,7	96,6	-232,4	682,1
31	-2,5	-0,1	0,0	-0,3
32	0,0	0,0	0,0	0,0

Segue Figura 4.9 com o diagrama dos momentos fletores gerados pelo PP, CP e envoltória das SC. Percebe-se que o carregamento preponderante é o peso próprio da estrutura e representa em torno de 73% dos esforços totais.

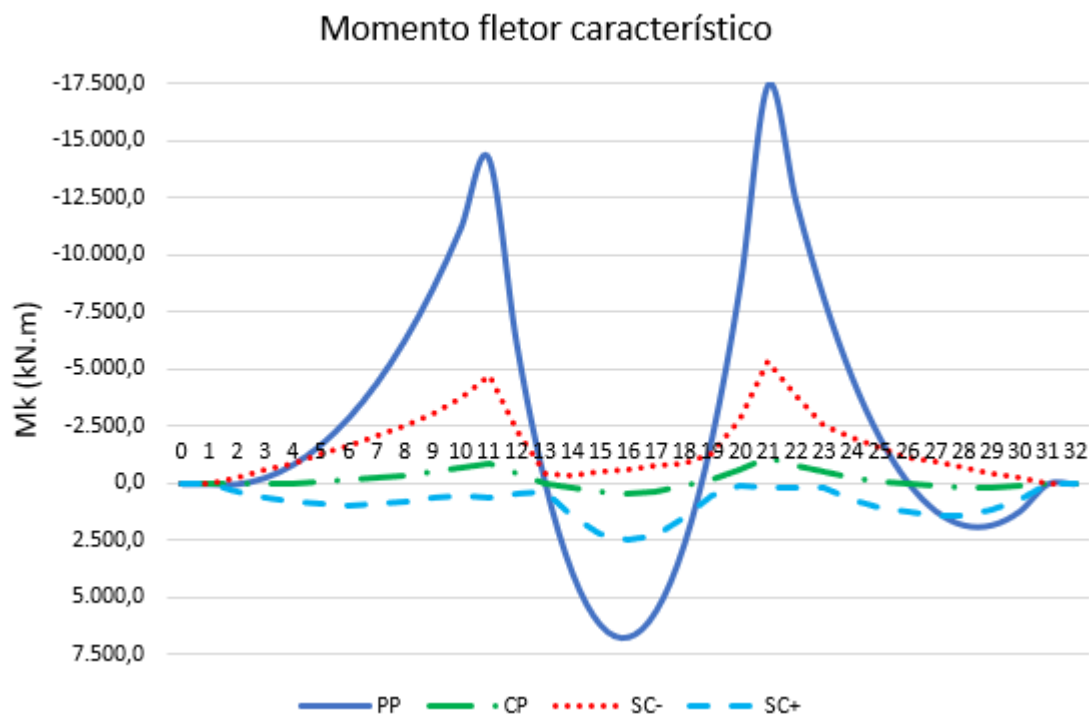


Figura 4.9: Momento fletor característico.

4.5 Materiais

Será considerado concreto com f_{ck} igual a 40MPa, $f_{ckj=15} = 34,8\text{MPa}$, E_{ci} de 35,42GPa e $E_{ci}(t=15) = 33,04\text{GPa}$.

As cordoalhas serão CP 240 RB 15,7 cuja área de aço é de 1,501cm² e tensão inicial de protensão igual a 0,77 de f_{ptk} , assim $f_{pi} = 1812,9\text{MPa}$.

A Tabela 4.2 apresenta os dados geométricos das seções da passarela.

Tabela 4.2: Dados geométricos das seções.

Seção	Abscissa (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Inércia (m ⁴)	Y _{cg} (m)	Perímetro (m)
0	0,00	0,95	1,768	0,133	0,470	5,445
1	0,20	0,95	1,768	0,133	0,470	5,445
2	2,98	0,97	1,523	0,138	0,480	5,484
3	5,76	1,02	1,367	0,156	0,503	5,581
4	8,54	1,10	1,415	0,193	0,543	5,738
5	11,32	1,21	1,480	0,250	0,597	5,954
6	14,10	1,36	1,570	0,343	0,671	6,250
7	16,88	1,54	1,677	0,477	0,760	6,606
8	19,66	1,75	1,802	0,669	0,864	7,023
9	22,44	2,00	1,950	0,948	0,987	7,520
10	25,22	2,28	2,667	1,546	1,127	8,077
11	28,00	2,55	4,486	2,542	1,263	8,615
12	34,20	2,17	3,389	1,528	1,074	7,858
13	40,40	1,86	1,869	0,785	0,919	7,242
14	46,60	1,63	1,731	0,555	0,805	6,785
15	52,80	1,50	1,653	0,445	0,740	6,527
16	59,00	1,45	1,624	0,407	0,716	6,428
17	65,20	1,50	1,653	0,445	0,740	6,527
18	71,40	1,63	1,731	0,555	0,805	6,785
19	77,60	1,86	3,018	0,978	0,920	7,242
20	83,80	2,17	3,674	1,561	1,074	7,858
21	90,00	2,55	4,486	2,542	1,263	8,615
22	93,98	2,28	2,667	1,546	1,127	8,077
23	97,96	2,00	1,950	0,948	0,987	7,520
24	101,94	1,75	1,802	0,669	0,864	7,023
25	105,92	1,54	1,677	0,477	0,760	6,606
26	109,90	1,36	1,570	0,343	0,671	6,250
27	113,88	1,21	1,480	0,250	0,597	5,954
28	117,86	1,10	1,415	0,193	0,543	5,738
29	121,84	1,02	1,367	0,156	0,503	5,581
30	125,82	0,97	1,523	0,138	0,480	5,484
31	129,80	0,95	1,768	0,133	0,470	5,445
32	130,00	0,95	1,768	0,133	0,470	5,445

4.6 Estados Limites de Serviço

Foi considerado classe de agressividade ambiental nível III e protensão limitada, logo, serão verificados o ELS-F com combinação frequente (CF) e o ELD-D com combinação quase permanente (CQP).

Para a combinação frequente, as cargas permanentes são tomadas com seus valores característicos e a SC reduzida pela fator ψ_1 , igual a 0,6. A tensão de compressão não pode exceder o limite de $0,6f_{ck}$ e a tração exceder $0,7 \alpha f_{ctm}$ onde alfa será tomado como 1,2.

Para a combinação quase permanente, as cargas permanentes são tomadas com seus valores característicos e a SC reduzida pela fator ψ_2 , igual a 0,4. A tensão de compressão não pode exceder o limite de $0,45f_{ck}$ e não pode aparecer qualquer tração no concreto.

4.7 Protensão

Escorregamento na Ancoragem: 0,006 m

Umidade Relativa do Ar: 70,00 %

Temperatura Ambiente: 20,00 °C

Data da Protensão: 15 dias

Foram considerados 4 grupos de cabos conforme posicionamento esquemático da Figura 4.10.

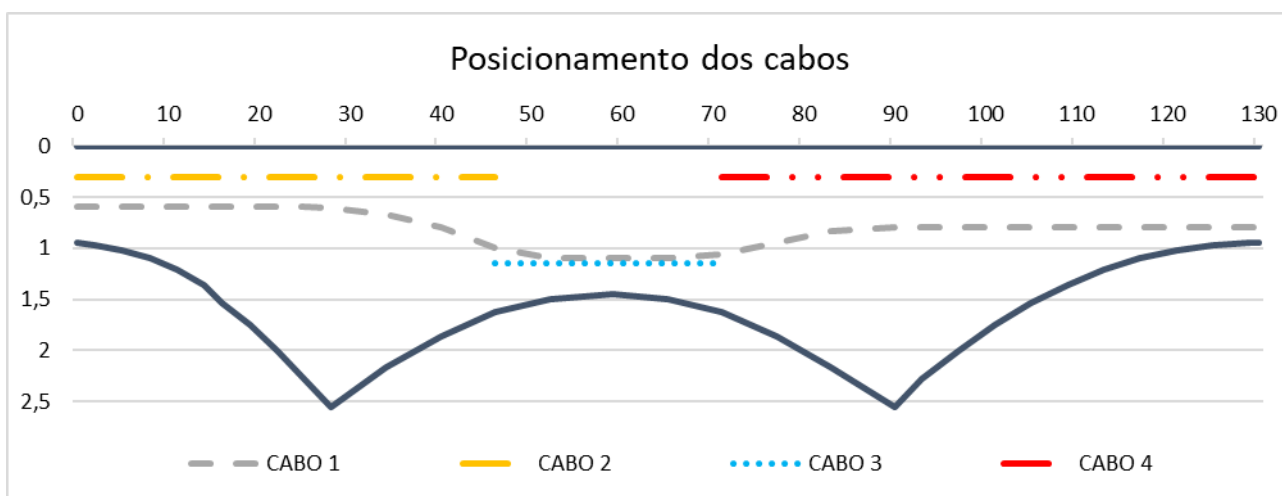


Figura 4.10: Posicionamento dos cabos

O sistema cartesiano adotado é do “x” crescendo para direita e “y” crescendo para baixo.

Cada grupo de cabos é constituído por 2 bainhas, uma em cada lado da viga caixão. Dentro de cada bainha passam 15 cordoalhas, para os cabos 1, 2 e 4, ou 11 cordoalhas, para o cabo 3. Para cada cabo foi calculada a tensão inicial, força de protensão após perdas por atrito ($P_{\text{atrit.}}$), após perdas por deslizamento e acomodação das ancoragens ($P_{\text{acomod.}}$), após encurtamento elástico ($P_{\text{imed.}}$) e a força de protensão final após todas as perdas imediatas e progressivas ($P_{\text{progr.}}$). Esse último valor que será utilizado para realização das verificações.

4.7.1 Cabo 1

Quantidade de cordoalhas em cada lado: 15

Área de aço total: 45,01cm²

Tensão inicial de protensão: 1812,9MPa.

Protensão em ambas as extremidades.

Tabela 4.3: Dados de protensão para o Cabo 1.

CABO 1												
Seção	x (m)	y (m)	e _p (m)	Alfa (rad)	Δσ _{atrit.} (MPa)	P _{atrit.} (kN)	P _{acom.} (kN)	σ _{c,p0g} (MPa)	Δσ _{encurt.} (MPa)	P _{imed.} (kN)	P _{progr.} (kN)	Perdas (%)
0	0,00	0,60	0,13	0,0	0,0	8163	7569	3,98	24,1	7461	6506	20,3
1	0,20	0,60	0,13	0,0	0,7	8160	7573	3,99	24,1	7464	6509	20,3
2	2,98	0,60	0,12	0,0	10,8	8115	7618	4,60	27,9	7492	6486	20,6
3	5,76	0,60	0,10	0,0	20,8	8070	7663	5,27	31,9	7519	6459	20,9
4	8,54	0,60	0,06	0,0	30,7	8025	7708	5,27	31,9	7564	6491	20,5
5	11,32	0,60	0,00	0,0	40,6	7981	7752	5,23	31,7	7610	6527	20,0
6	14,10	0,60	-0,07	0,0	50,4	7936	7796	5,08	30,8	7658	6574	19,5
7	16,88	0,60	-0,16	0,0	60,2	7892	7840	4,82	29,2	7709	6631	18,8
8	19,66	0,60	-0,26	0,0	69,9	7849	7849	4,43	26,8	7728	6671	18,3
9	22,44	0,60	-0,39	0,0	79,6	7805	7805	3,94	23,8	7698	6679	18,2
10	25,22	0,60	-0,53	0,0	89,2	7762	7762	2,68	16,2	7689	6757	17,2
11	28,00	0,61	-0,66	0,0109	102,5	7702	7702	1,25	3,0	7689	6858	16,0
12	34,20	0,67	-0,40	0,0109	127,2	7591	7591	2,98	18,0	7510	6612	19,0
13	40,40	0,80	-0,12	0,0109	151,6	7481	7481	4,80	29,1	7350	6346	22,3
14	46,60	1,00	0,20	0,0109	175,6	7373	7373	2,74	16,6	7298	6439	21,1
15	52,80	1,10	0,36	0,0109	199,3	7266	7266	3,38	20,4	7174	6314	22,7
16	59,00	1,10	0,38	0,0	219,2	7176	7176	3,02	18,3	7094	6277	23,1
17	65,20	1,10	0,36	0,0	235,7	7102	7102	3,75	22,7	7000	6155	24,6
18	71,40	1,06	0,26	0,0121	216,0	7191	7191	2,98	18,1	7109	6280	23,1
19	77,60	0,95	0,03	0,0121	192,2	7298	7298	2,35	14,2	7234	6429	21,2
20	83,80	0,84	-0,24	0,0121	168,0	7407	7407	1,83	11,1	7357	6559	19,6
21	90,00	0,80	-0,46	0,0121	143,4	7518	7518	0,44	2,7	7506	6753	17,3
22	93,98	0,80	-0,33	0,0	126,0	7596	7596	2,08	12,6	7539	6671	18,3
23	97,96	0,80	-0,19	0,0	112,5	7657	7657	3,62	21,9	7558	6582	19,4
24	101,94	0,80	-0,06	0,0	98,9	7718	7718	4,28	25,9	7601	6575	19,5
25	105,92	0,80	0,04	0,0	85,2	7780	7780	4,55	27,5	7656	6603	19,1
26	109,90	0,80	0,13	0,0	71,4	7842	7842	4,39	26,5	7722	6669	18,3
27	113,88	0,80	0,20	0,0	57,5	7904	7828	3,87	23,4	7723	6709	17,8
28	117,86	0,80	0,26	0,0	43,5	7968	7765	3,43	20,7	7672	6707	17,8
29	121,84	0,80	0,30	0,0	29,3	8031	7702	3,82	23,1	7598	6636	18,7
30	125,82	0,80	0,32	0,0	15,1	8095	7637	5,00	30,3	7501	6501	20,4
31	129,80	0,80	0,33	0,0	0,7	8160	7573	7,56	45,7	7367	6261	23,3
32	130,00	0,80	0,33	0,0	0,0	8163	7569	7,55	45,7	7364	6259	23,3

A Figura 4.11 apresenta um resumo das forças de protensão após cada perda para o Cabo 1 calculada e apresentada na Tabela 4.3.

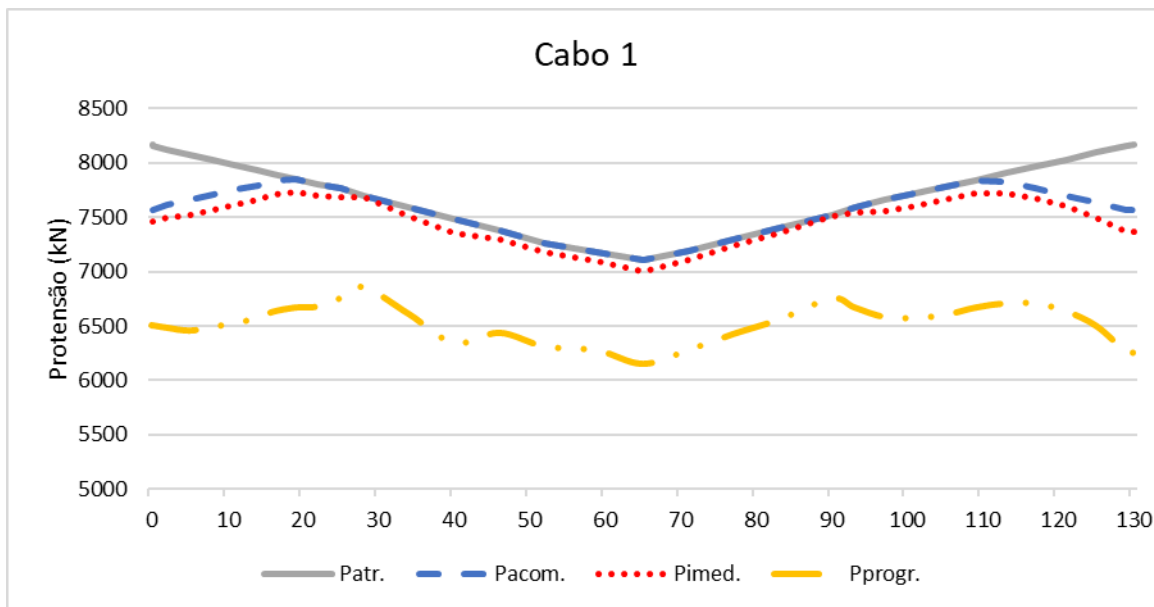


Figura 4.11: Diagrama de protensão do Cabo 1

4.7.2 Cabo 2

Quantidade de cordoalhas em cada lado: 15

Área de aço total: 45,01cm²

Tensão inicial de protensão: 1812,9MPa.

Protensão apenas na extremidade esquerda.

Tabela 4.4: Dados de protensão para o Cabo 2.

CABO 2												
Seção	x (m)	y (m)	e_p (m)	$\Delta\sigma_{\text{atrit.}}$ (MPa)	$P_{\text{atrit.}}$ (kN)	$P_{\text{acom.}}$ (kN)	$\sigma_{c,p0g}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{encurt.}}$ (MPa)	$P_{\text{imed.}}$ (kN)	$P_{\text{progr.}}$ (kN)	Perdas (%)	
0	0,65	0,30	-0,17	0,0	8163	7569	4,68	28,3	7442	6455	20,9	
1	0,65	0,30	-0,17	0,7	8160	7573	4,67	28,3	7445	6458	20,9	
2	0,56	0,30	-0,18	10,8	8115	7618	5,60	33,9	7465	6411	21,5	
3	0,49	0,30	-0,20	20,8	8070	7663	6,32	38,2	7491	6383	21,8	
4	0,49	0,30	-0,24	30,7	8025	7708	6,19	37,5	7539	6431	21,2	
5	0,50	0,30	-0,30	40,6	7981	7752	5,91	35,8	7591	6491	20,5	
6	0,50	0,30	-0,37	50,4	7936	7796	5,56	33,6	7645	6556	19,7	
7	0,51	0,30	-0,46	60,2	7892	7840	5,10	30,9	7701	6629	18,8	
8	0,51	0,30	-0,56	69,9	7849	7849	4,52	27,4	7725	6683	18,1	
9	0,52	0,30	-0,69	79,6	7805	7805	3,89	23,5	7699	6701	17,9	
10	0,66	0,30	-0,83	89,2	7762	7762	2,54	15,4	7693	6780	16,9	
11	1,04	0,30	-0,96	98,7	7719	7719	1,04	6,3	7691	6878	15,8	
12	0,86	0,30	-0,77	119,9	7624	7624	3,66	22,2	7524	6599	19,2	
13	0,52	0,30	-0,62	140,7	7530	7530	8,27	50,0	7304	6123	25,0	
14	0,51	0,30	-0,50	161,3	7437	7437	8,21	49,7	7213	6055	25,8	

A Figura 4.12 apresenta um resumo das forças de protensão após cada perda para o Cabo 2 calculada e apresentada na Tabela 4.4.

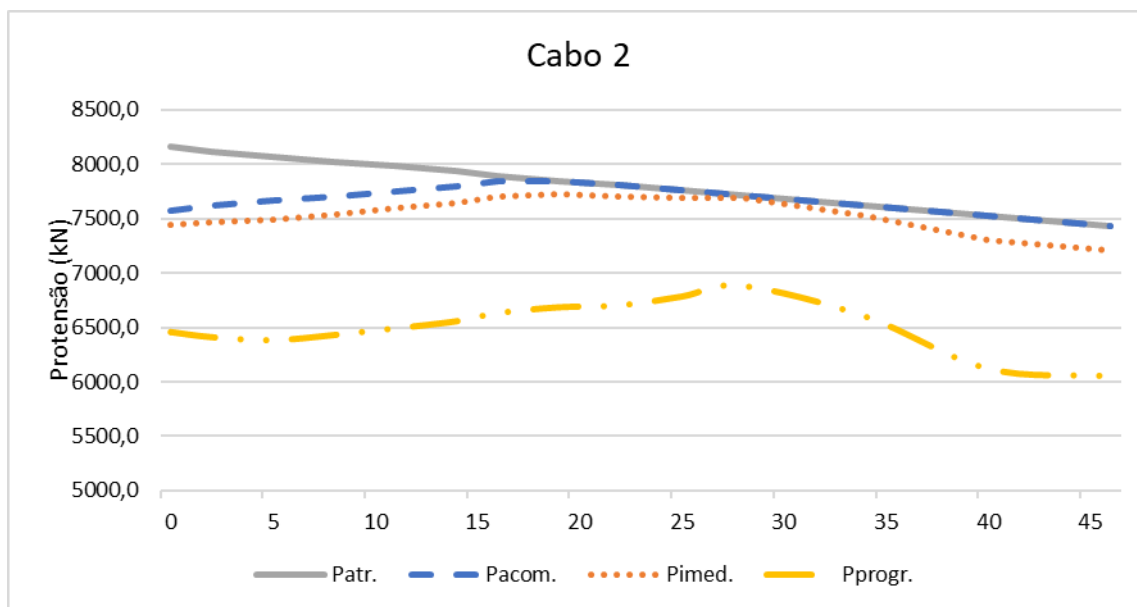


Figura 4.12: Diagrama de protensão do Cabo 2.

4.7.3 Cabo 3

Quantidade de cordoalhas em cada lado: 11

Área de aço total: 33,02cm²

Tensão inicial de protensão: 1812,9MPa.

Protensão em ambas as extremidades.

Tabela 4.5: Dados de protensão para o Cabo 3.

CABO 3												
Seção	x (m)	y (m)	e_p (m)	$\Delta\sigma_{\text{atrit.}}$ (MPa)	$P_{\text{atrit.}}$ (kN)	$P_{\text{acom.}}$ (kN)	$\sigma_{c,p0g}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{encurt.}}$ (MPa)	$P_{\text{imed.}}$ (kN)	$P_{\text{progr.}}$ (kN)	Perdas (%)	
14	46,60	1,15	0,35	0,0	5987	5552	0,53	3,2	5542	4975	16,9	
15	52,80	1,15	0,41	22,3	5913	5626	2,24	13,6	5581	4934	17,6	
16	59,00	1,15	0,43	44,4	5840	5699	1,93	11,7	5660	5013	16,3	
17	65,20	1,15	0,41	22,3	5913	5626	2,78	16,8	5571	4902	18,1	
18	71,40	1,15	0,35	0,0	5987	5552	1,64	9,9	5520	4907	18,0	

A Figura 4.13 apresenta um resumo das forças de protensão após cada perda para o Cabo 3 calculada e apresentada na Tabela 4.5.

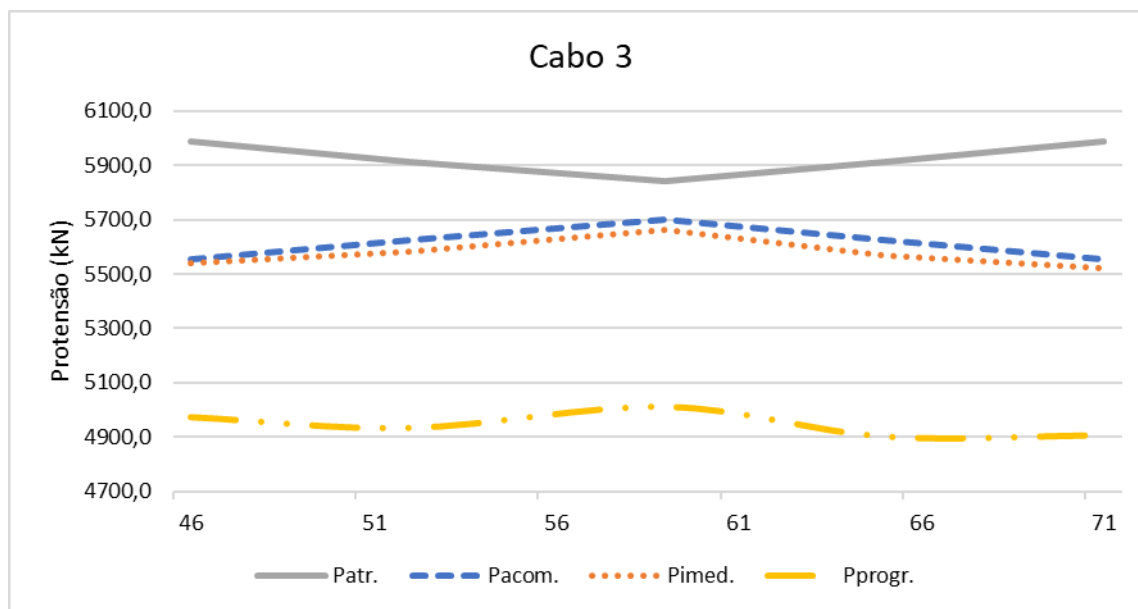


Figura 4.13: Diagrama de protensão do Cabo 3.

4.7.4 Cabo 4

Quantidade de cordoalhas em cada lado: 15

Área de aço total: 45,01cm²

Tensão inicial de protensão: 1812,9MPa.

Protensão apenas na extremidade direita.

Tabela 4.6: Dados de protensão para o Cabo 4.

CABO 4											
Seção	x (m)	y (m)	e _p (m)	$\Delta\sigma_{\text{atrit.}}$ (MPa)	P _{atrit.} (kN)	P _{acom.} (kN)	$\sigma_{c,p0g}$ (MPa)	$\Delta\sigma_{\text{encurt.}}$ (MPa)	P _{imed.} (kN)	P _{progr.} (kN)	Perdas (%)
18	71,40	0,30	-0,50	200,5	7261	7261	6,49	39,3	7084	6059	25,8
19	77,60	0,30	-0,62	180,4	7351	7351	3,86	23,4	7246	6370	22,0
20	83,80	0,30	-0,77	160,0	7443	7443	1,42	8,6	7404	6630	18,8
21	90,00	0,30	-0,96	139,4	7536	7536	-0,88	0,0	7536	6809	16,6
22	93,98	0,30	-0,83	126,0	7596	7518	0,87	5,3	7494	6722	17,7
23	97,96	0,30	-0,69	112,5	7657	7457	2,71	16,4	7383	6523	20,1
24	101,94	0,30	-0,56	98,9	7718	7396	4,11	24,9	7284	6362	22,1
25	105,92	0,30	-0,46	85,2	7780	7334	5,40	32,7	7187	6207	24,0
26	109,90	0,30	-0,37	71,4	7842	7272	6,39	38,7	7098	6075	25,6
27	113,88	0,30	-0,30	57,5	7904	7209	6,95	42,0	7020	5977	26,8
28	117,86	0,30	-0,24	43,5	7968	7146	7,00	42,4	6955	5921	27,5
29	121,84	0,30	-0,20	29,3	8031	7082	6,42	38,9	6907	5917	27,5
30	125,82	0,30	-0,18	15,1	8095	7018	4,62	27,9	6892	6022	26,2
31	129,80	0,30	-0,17	0,7	8160	6953	2,24	13,6	6892	6171	24,4
32	130,00	0,30	-0,17	0,0	8163	6950	2,25	13,6	6889	6169	24,4

A Figura 4.14 apresenta um resumo das forças de protensão após cada perda para o Cabo 4 calculada e apresentada na Tabela 4.6.

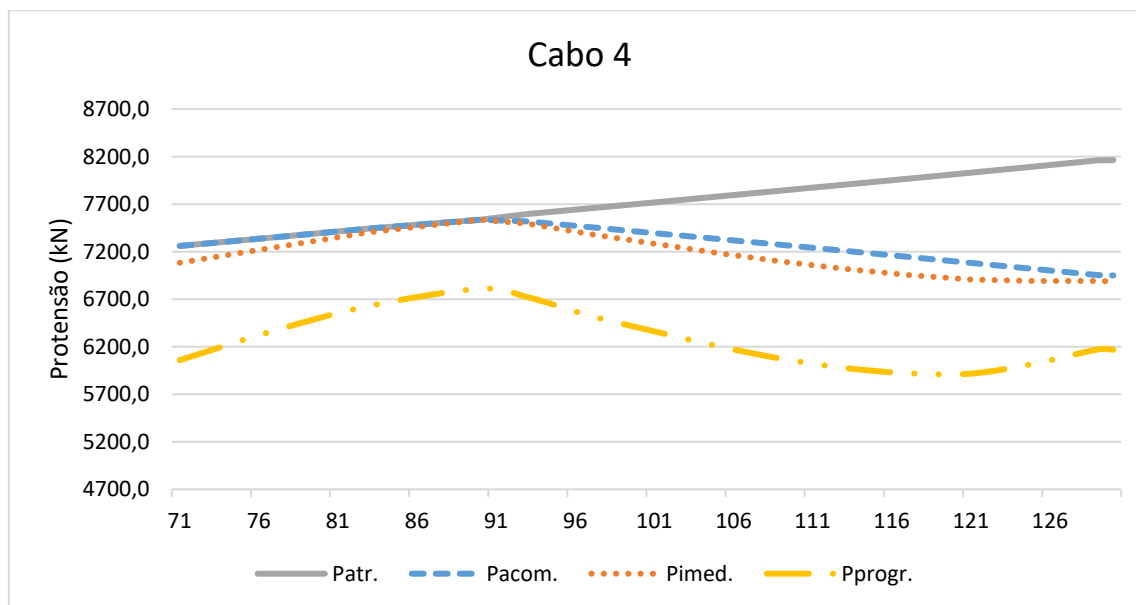


Figura 4.14: Diagrama de protensão do Cabo 4.

4.8 Verificações

Para o ELS-F (CF) foi considerado limite de compressão de 24MPa e tração de 2,95MPa. Segue Tabela 4.7 com as verificações.

Tabela 4.7: Verificação ELS-F (CF).

Seção	ELS-F (CF)							
	Momento (kN.m)		Tensão Protensão (kN/m ²)		Tensão Resultante (kN/m ²)			
	Mín	Máx	Inf.	Sup.	Inf. (-)	Inf. (+)	Sup. (-)	Sup. (+)
0	0	0	-6.413	-8.235	-6.413	-6.413	-8.235	-8.235
1	-3	-3	-6.415	-8.239	-6.425	-6.415	-8.239	-8.229
2	-155	232	-7.154	-9.757	-7.703	-6.328	-10.565	-9.220
3	-616	95	-7.162	-11.566	-9.198	-6.847	-11.872	-9.581
4	-1.415	-398	-5.689	-12.487	-9.781	-5.689	-12.487	-8.500
5	-2.561	-1.256	-4.114	-13.353	-10.390	-4.114	-13.353	-7.238
6	-4.063	-2.495	-2.534	-14.045	-10.698	-2.534	-14.045	-6.090
7	-5.937	-4.132	-1.188	-14.454	-10.886	-1.188	-14.454	-5.001
8	-8.205	-6.188	-85	-14.553	-10.957	-85	-14.553	-3.954
9	-10.890	-8.687	820	-14.351	-10.807	820	-14.351	-3.013
10	-14.137	-11.540	1.766	-11.768	-8.776	1.766	-11.768	-1.455
11	-17.977	-14.779	2.569	-8.586	-6.534	2.569	-8.586	344
12	-7.913	-6.307	1.676	-9.357	-4.000	1.676	-9.357	-3.798
13	-460	19	-1.241	-11.974	-1.792	-1.218	-11.996	-11.436
14	3.937	4.994	-9.977	-10.202	-9.977	-2.547	-17.447	-10.202
15	6.267	7.886	-14.126	334	-14.126	-671	-12.781	334
16	6.752	8.623	-15.240	1.120	-15.240	325	-14.048	1.120
17	5.419	7.230	-13.890	333	-13.890	-1.554	-11.691	333
18	2.242	3.682	-10.343	-9.592	-10.343	-4.866	-14.932	-9.592
19	-3.023	-1.929	-630	-7.775	-3.534	-630	-7.775	-4.932
20	-11.003	-9.232	1.103	-8.189	-6.623	1.103	-8.189	-617
21	-21.804	-18.472	2.569	-8.509	-8.472	2.569	-8.509	2.322
22	-15.438	-13.016	755	-10.672	-10.757	755	-10.672	590
23	-10.145	-8.493	-615	-12.673	-11.448	-615	-12.673	-2.110
24	-6.164	-4.536	-1.870	-12.356	-10.038	-1.870	-12.356	-4.393
25	-3.039	-1.486	-3.401	-11.766	-8.365	-3.401	-11.766	-6.928
26	-739	726	-5.314	-10.850	-6.798	-3.855	-12.272	-9.404
27	746	2.174	-7.553	-9.560	-7.553	-2.225	-14.751	-9.560
28	1.539	2.803	-9.753	-8.118	-9.753	-1.649	-16.015	-8.118
29	1.668	2.639	-11.704	-6.721	-11.704	-2.987	-15.217	-6.721
30	1.149	1.698	-11.785	-4.744	-11.785	-5.751	-10.644	-4.744
31	-3	-3	-10.701	-3.439	-10.711	-10.701	-3.439	-3.430
32	0	0	-10.698	-3.437	-10.698	-10.698	-3.437	-3.437

Para o ELS-D (CQP) foi considerado limite de compressão de 18MPa e tração de 0,0MPa. Segue Tabela 4.8 com as verificações.

Tabela 4.8: Verificação ELS-D (CQP).

ELS-D (CQP)								
Seção	Momento (kN.m)		Tensão Protensão		Tensão Resultante (kN/m ²)			
	Mín	Máx	Inf.	Sup.	Inf. (-)	Inf. (+)	Sup. (-)	Sup. (+)
0	0	0	-6.413	-8.235	-6.413	-6.413	-8.235	-8.235
1	-3	-3	-6.415	-8.239	-6.424	-6.415	-8.239	-8.229
2	-96	162	-7.154	-9.757	-7.496	-6.579	-10.319	-9.422
3	-500	-26	-7.162	-11.566	-8.814	-7.162	-11.566	-9.956
4	-1.233	-555	-5.689	-12.487	-9.255	-5.689	-12.487	-9.013
5	-2.306	-1.436	-4.114	-13.353	-9.766	-4.114	-13.353	-7.846
6	-3.729	-2.684	-2.534	-14.045	-10.027	-2.534	-14.045	-6.744
7	-5.518	-4.315	-1.188	-14.454	-10.201	-1.188	-14.454	-5.668
8	-7.694	-6.350	-85	-14.553	-10.280	-85	-14.553	-4.614
9	-10.281	-8.813	820	-14.351	-10.158	820	-14.351	-3.646
10	-13.386	-11.654	1.766	-11.768	-8.216	1.766	-11.768	-2.003
11	-17.038	-14.906	2.569	-8.586	-6.058	2.569	-8.586	-122
12	-7.462	-6.392	1.676	-9.357	-3.677	1.676	-9.357	-4.114
13	-368	-49	-1.241	-11.974	-1.682	-1.241	-11.974	-11.544
14	4.006	4.711	-9.977	-10.202	-9.977	-2.968	-17.036	-10.202
15	6.362	7.442	-14.126	334	-14.126	-1.429	-12.042	334
16	6.874	8.121	-15.240	1.120	-15.240	-580	-13.166	1.120
17	5.568	6.775	-13.890	333	-13.890	-2.330	-10.934	333
18	2.418	3.377	-10.343	-9.592	-10.343	-5.319	-14.491	-9.592
19	-2.765	-2.035	-630	-7.775	-3.287	-630	-7.775	-5.175
20	-10.440	-9.259	1.103	-8.189	-6.227	1.103	-8.189	-1.005
21	-20.736	-18.515	2.569	-8.509	-7.931	2.569	-8.509	1.792
22	-14.670	-13.055	755	-10.672	-10.184	755	-10.672	29
23	-9.631	-8.530	-615	-12.673	-10.899	-615	-12.673	-2.645
24	-5.759	-4.673	-1.870	-12.356	-9.502	-1.870	-12.356	-4.917
25	-2.729	-1.694	-3.401	-11.766	-7.860	-3.401	-11.766	-7.420
26	-506	471	-5.314	-10.850	-6.331	-4.368	-11.772	-9.860
27	932	1.884	-7.553	-9.560	-7.553	-2.935	-14.059	-9.560
28	1.679	2.522	-9.753	-8.118	-9.753	-2.463	-15.221	-8.118
29	1.761	2.408	-11.704	-6.721	-11.704	-3.749	-14.475	-6.721
30	1.195	1.561	-11.785	-4.744	-11.785	-6.236	-10.170	-4.744
31	-3	-3	-10.701	-3.439	-10.711	-10.701	-3.439	-3.430
32	0	0	-10.698	-3.437	-10.698	-10.698	-3.437	-3.437

5 CONCLUSÃO

Na revisão da literatura do presente trabalho foi apresentado um compêndio de todas as informações necessárias para o dimensionamento de uma passarela de pedestres com armadura pós-tracionada e estruturas similares de concreto protendido baseado no que se tem de mais recente tanto no âmbito da tecnologia dos materiais quanto no âmbito normativo.

No desenvolvimento do trabalho apresentou-se o objeto de estudo, o resumo dos dados de entrada e das verificações necessárias. Nem todas as tensões de cálculo na passarela ficaram dentro dos limites estabelecidos por norma. Apenas na verificação quanto à descompressão em doze pontos houve uma pequena tração, o que não é admitido, mas ao menos ficaram abaixo do valor limite para abertura de fissuras. Novas estruturas de cabeamento são necessárias caso o calculista opte por eliminar a tração nessa verificação.

O projeto original da passarela prevê aproximadamente 14.500m de cordoalhas de 12,7mm de diâmetro, resultando em 11,5toneladas de aço e 46 pontos de ancoragem. O dimensionamento desse trabalho resultou em 7.600m de cordoalhas de 15,7mm de diâmetro e aproximadamente 9,0toneladas de aço e 12 pontos de ancoragem. Houve uma economia de mais de 20% no peso do aço, conforme Tabela 5.1 resumo a seguir:

Tabela 5.1: Resumo dos materiais

	Concreto	Aço	Cordoalhas (m)	Diâmetro (mm)	Ancoragens	Peso (kg)
Original	C27	CP-175	14.500	12,7	46	11.481
Trabalho	C40	CP-240	7.600	15,7	12	8.970

6 REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6120: *Ações para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7483: *Cordoalhas de aço para estruturas de Concreto Protendido*. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7188: *Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas*. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.
- BASTOS, P. S. *Fundamentos do Concreto Protendido*. UNESP - Universidade Estadual Paulista. Bauru, SP, agosto de 2019.
- GALILEI, G. *Dois novas ciências*. Tradução: L. Mariconda e Pablo Rúben Mariconda. São Paulo: Nova Stella Editorial, 1998.
- HIBBELER, R. *Resistência dos Materiais*. Prentice Hall: 2010.
- HIBBELER, R. *Structural Analysis - 8th*. Prentice Hall: 2012.
- LEONHARDT, F. *Construções de Concreto: vol.6: Concreto Protendido*. Tradução de João Luís Escosteguy Merino. Rio de Janeiro, Brasil: Editora Interciência, 1983.
- MACHADO, A. P. *Concreto Protendido*. – UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, fevereiro de 2007.
- PEREIRA, S. S. R. *SVTSCP: Um Sistema para Verificação de Tensões em Seções em Concreto Protendido*. Dissertação (Mestrado) — UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, Brasil, agosto 1987.
- VIEIRA, P. C. S. R. *Análise estrutural e arquitetônica das pontes de Robert Maillart com base no software Ansys*. Monografia de graduação – Centro Universitário de Brasília, Brasília, 2016.