

Universidade Federal de Santa Catarina
Leonardo Serpa Cordeiro

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE CONCRETO PROTENDIDO DE PONTES
RODOVIÁRIAS E COMPARAÇÃO DE CUSTOS COM SOLUÇÕES EXISTENTES EM
LONGARINAS DE AÇO**

Florianópolis
2022

Leonardo Serpa Cordeiro

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE CONCRETO PROTENDIDO DE PONTES
RODOVIÁRIAS E COMPARAÇÃO DE CUSTOS COM SOLUÇÕES EXISTENTES EM
LONGARINAS DE AÇO**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil. Orientador: Prof. Dr. Leandro Fleck Fadel Miguel.

Florianópolis

2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Cordeiro, Leonardo Serpa

Dimensionamento de longarinas de concreto protendido de pontes rodoviárias e comparação de custos com soluções existentes em longarinas de aço / Leonardo Serpa Cordeiro ; orientador, Leandro Fleck Fadel Miguel, coorientador, Jano D'Araújo Coelho, 2022.

215 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Concreto Protendido. 3. Pontes.
4. Pontes rodoviárias. I. Miguel, Leandro Fleck Fadel. II.
Coelho, Jano D'Araújo. III. Universidade Federal de Santa
Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

LEONARDO SERPA CORDEIRO

**DIMENSIONAMENTO DE LONGARINAS DE CONCRETO PROTENDIDO DE PONTES
RODOVIÁRIAS E COMPARAÇÃO DE CUSTOS COM SOLUÇÕES EXISTENTES EM
LONGARINAS DE AÇO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de
"Engenheiro Civil" e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil

Florianópolis, 22 de março de 2022

Banca Examinadora:

Prof. Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Jano D'Araujo Coelho, Dr.
Coorientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Profa. Daiane de Sena Brisotto, Dra.
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Fabiano e Núbia, por terem me criado do jeito que sou, e por me darem todas as condições possíveis que permitiram chegar onde eu cheguei. A eles, devo tudo que sou.

À minha namorada, Luma, por todo seu amor e suporte. Sem ela eu não teria conseguido terminar este trabalho.

Ao meu irmão, Bernardo, que me faz querer levantar todo dia para criar um mundo melhor para ele.

RESUMO

O presente trabalho trata do processo de dimensionamento de uma viga longarina de concreto protendido e da sua aplicação em uma superestrutura de ponte pré-definida, a fim de compará-la com uma ponte de longarinas de perfil de aço e identificar a alternativa que possui o custo final dos materiais mais otimizado. No processo de dimensionamento aplicado, os parâmetros de contorno e ambiente são definidos de maneira similar aos da ponte já dimensionada, a fim de se realizar uma comparação justa entre as duas. Estes parâmetros incluem as dimensões do tabuleiro da ponte rodoviária, os gabaritos transversais e longitudinais, e os elementos rodoviários caracterizados pelo revestimento asfáltico, acessórios e trem-tipo adotados. O processo de dimensionamento foi realizado de acordo com as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas, e é composto pela definição de parâmetros iniciais da viga, estimativa da protensão inicial e cálculo das perdas de esforços de protensão ao longo do tempo. No final do processo, foram definidos os parâmetros e detalhamentos finais da viga longarina e foram feitas as verificações nos estados limites de serviço e estados limites último de flexão, cisalhamento e fadiga. Após o dimensionamento, realizou-se uma comparação de custos com a ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007) e concluiu-se que, para um mesmo tabuleiro, longarinas de concreto protendido resultam em pontes finais de menor custo. Ainda, realizou-se uma comparação com as pontes mistas de aço otimizadas de Pedro (2017) e concluiu-se que as vigas longarinas mais otimizadas não necessariamente resultam em uma ponte mais otimizada em relação ao custo, pois outros parâmetros da superestrutura da ponte podem ter maior impacto no custo final de uma estrutura deste porte.

ABSTRACT

The present study deals with the design process of a prestressed concrete girder beam and its application in a predefined bridge superstructure, in order to compare it with a steel profile girder bridge and identify the alternative that presents the better optimized final cost of materials. In the applied design process, the boundary and environment parameters are defined in a similar way to the existing dimensioned steel-girder bridge in order to make a fair comparison between the two. These parameters include the dimensions of the road bridge deck, the transversal and longitudinal measurements, and the road elements characterized by the asphalt coating, accessories and standard vehicle model adopted. The design process was carried out in accordance with the specifications of the Brazilian Association of Technical Standards, and consists of defining the initial parameters of the beam, estimating the initial prestressing tensions and calculating the loss of prestressing tensions over time. At the end of the process, the parameters and final details of the stringer beam were defined and checked for bending, shear and fatigue. After the final design was established, a cost comparison was made with the mixed steel-girder bridge by Pinho and Bellei (2007) and it was concluded that, for the same deck, prestressed concrete girders result in lower cost final bridges. Furthermore, a comparison was made with the optimized mixed steel-girder bridges by Pedro (2017) and it was concluded that the most optimized stringer beams do not necessarily result in a more optimized bridge in terms of final cost, as other parameters of the bridge's superstructure can have a greater impact on the final cost of a structure of this size.

Tabela 1 - Classe de agressividade ambiental (CAA)	33
Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental	34
Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	35
Tabela 4 - Parâmetros de resistência do concreto	36
Tabela 5 - Cobrimentos nominais mínimos para respectivos C.A.A.'s	37
Tabela 6 - Parâmetros do aço de protensão escolhido	39
Tabela 7 - Raios mínimos de curvatura de cabos com bainha corrugada	47
Tabela 8 - Posição longitudinal das seções transversais de controle	111
Tabela 9 - Parâmetros da Seção Inicial da viga longarina	114
Tabela 10 - Parâmetros da Seção Composta da viga longarina	115
Tabela 11 - Momentos Fletores atuantes por seção de controle	120
Tabela 12 - Momentos Fletores atuantes por seção de controle	121
Tabela 13 - Resultados Estimativa de Protensão Inicial	123
Tabela 14 - Excentricidades dos cabos ao longo das seções de controle	125
Tabela 15 - Parâmetros iniciais para cálculo das perdas de protensão por atrito	126
Tabela 16 - Perdas de protensão por atrito para cada seção de controle	126
Tabela 17 - Perdas de protensão por acomodação da Ancoragem	127
Tabela 18 - Perdas de protensão por acomodação da Ancoragem	127
Tabela 19 - Parâmetros iniciais para cálculo de perdas de protensão devido à retração e fluência	128
Tabela 20 - Idades Fictícias para o cálculo da perda de protensão devido à retração e fluência	129

Tabela 21 - Parâmetros de cálculo referentes à retração	129
Tabela 22 - Parâmetros de cálculo referentes à fluência	129
Tabela 23 - Coeficientes finais para cálculo devido à retração e fluência	130
Tabela 24 - Perda de protensão devido à retração e à fluência	130
Tabela 25 - Cálculo de perda por relaxação pura	130
Tabela 26 - Cálculo de perda por relaxação pura	130
Tabela 27 - Perdas de protensão finais na Seção 5	131
Tabela 28 - Perdas de protensão finais por Seção de Controle	131
Tabela 29 - Protensão por etapa de cálculo por Seção de Controle	132
Tabela 30 - Parâmetros iniciais de cálculo Estado Limite de Serviço	133
Tabela 31 - Momentos atuantes no tempo infinito	133
Tabela 32 - Tensões atuantes nas bordas por seção de controle no ELS-D	133
Tabela 33 - Tensões atuantes nas bordas por seção de controle no ELS-F	134
Tabela 34 - Dados e resultados por seção de controle no ELS no ato da protensão	135
Tabela 35 - Coeficientes de ponderação para cálculos no E.L.U.	135
Tabela 36 - Momentos resistentes e solicitantes de cálculo no tempo infinito.	136
Tabela 37 - Momentos resistentes e solicitantes de cálculo no ato da protensão.	136
Tabela 38 - Verificação da resistência ao cisalhamento.	137
Tabela 39 - Parâmetros da armadura transversal adotada	138
Tabela 40 - Verificação da armadura transversal em relação à fadiga.	138
Tabela 41 - Verificação da armadura transversal em relação à fadiga.	139
Tabela 42 - Parâmetros da Armadura de pele.	139

Tabela 43 - Verificação Inicial armadura de costura de mesa	141
Tabela 44 - Verificação Final armadura de costura de mesa	141
Tabela 45 - Parâmetros da armadura longitudinal passiva	142
Tabela 46 - Custos unitários por material de Pedro (2017)	145
Tabela 47 - Custos por material da ponte de concreto protendido	145
Tabela 48 - Custos por categoria da ponte de Pinho e Bellei em USD	146
Tabela 49 - Custos totais e das longarinas da ponte de Pinho e Bellei em BRL	146
Tabela 50 - Custos das vigas Longarinas Protendidas	147
Tabela 51 - Variáveis método de otimização de Pedro (2017)	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte do Galeão em 1948	24
Figura 2 - Exemplo de parâmetros do método de Engesser-Courbon	26
Figura 3 - Fluxograma do dimensionamento das vigas longarinas de concreto protendido	31
Figura 4 - Catálogo cordoalhas de protensão ArcelorMittal	38
Figura 5 - Largura de mesa colaborante	40
Figura 6 - Gráfico com dados reais: alturas de vigas pré-moldadas protendidas X vãos	42
Figura 7 - Valores dos fatores de combinação e redução para ações variáveis	45
Figura 8 - Representação do traçado longitudinal dos cabos de protensão	47
Figura 9 - Trem-tipo TB-450	51
Figura 10 - Trem-tipo TB-450	51
Figura 11 - Distribuição de tensões atuantes na seção transversal no ELS-D	56
Figura 12 - Distribuição de tensões atuantes na seção transversal no ELS-F	58
Figura 13 - Tabela de valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração	66
Figura 14 - Variação de $s(t)$	67
Figura 15 - Tabela com valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento	69
Figura 16 - Tabela de valores de 1000 em porcentagem	72
Figura 17 - Esforços cortantes na viga protendida	80
Figura 18 - Limites de variação de tensão para verificação de fadiga	85
Figura 19 - Tabela com valores dos coeficientes s e c	88

Figura 20 - Exemplo de seção transversal de ponte mista de concreto armado e longarinas de aço	91
Figura 21 - Vista longitudinal de ponte mista de longarinas de aço	91
Figura 22 - Trem-tipo final com impacto	93
Figura 23 - Cálculo envoltória Pinho e Bellei (2007)	94
Figura 24 - Perfis de aço ponte mista	95
Figura 25 - Parâmetros perfis de aço ponte mista	95
Figura 26 - Seção composta T Pinho e Bellei (2007)	96
Figura 27 - Propriedades seção inicial e seção composta ponte mista	97
Figura 28- Verificações tensões admissíveis ponte mista de aço	98
Figura 29 - Propriedades e verificações perfil U	99
Figura 30 - Dimensionamento conectores	100
Figura 31 - Dimensionamento distância entre conectores	100
Figura 32 - Verificação conectores	101
Figura 33 - Dimensionamento enrijecedores de apoio ponte mista	103
Figura 34 - Verificação necessidade de enrijecedores transversais	104
Figura 35 - Espaçamento entre enrijecedores transversais	105
Figura 36 - Dimensionamento enrijecedores transversais	106
Figura 37 - Dimensionamento enrijecedores longitudinais ponte mista	108
Figura 38 - Dimensionamento dos diafragmas de aço	109
Figura 39 - Seção transversal final de ponte mista de Pinho e Bellei (2007)	110
Figura 40 - Seção Transversal da ponte de concreto protendido	112
Figura 41 - Seção Transversal da longarina de concreto protendido	113
Figura 42 - Parâmetros Seção Transversal da longarina de concreto protendido	114
Figura 43 - Distribuição da carga g_1	116

Figura 44 - Distribuição das cargas g_2 e G_2	116
Figura 45 - Distribuição da carga g_3	117
Figura 46 - D.M.F. de g_1	117
Figura 47 - D.M.F. de g_2 e G_2	118
Figura 48 - D.M.F. de g_3	118
Figura 49 - D.E.C. de g_1	118
Figura 50 - D.E.C. de g_2 e G_2	118
Figura 51 - D.E.C. de g_3	119
Figura 52 - Momentos Fletores máximos de q_1	119
Figura 53 - Envoltória de Esforços Cortantes de q_1	119
Figura 54 - Catálogo de cabos de protensão da empresa Protende	122
Figura 55 - Arranjo dos cabos de protensão na seção transversal de controle	124
Figura 56 - Excentricidades dos cabos ao longo das seções de controle	125
Figura 57 - Perdas de protensão finais por Seção de Controle	132
Figura 58 - Detalhamento armadura de pele.	140
Figura 59 - Detalhamento armadura de tração passiva - Dimensões em cm	143
Figura 60 - Variáveis método de otimização de Pedro (2017)	148
Figura 61 - Parâmetros ponte otimizada via Level Rule (LR)	149
Figura 62 - Parâmetros ponte otimizada via Fauchart	150

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
1.1 OBJETIVOS	20
1.1.1 Objetivo Geral	20
1.1.2 Objetivos Específicos	20
1.2 LIMITAÇÕES	21
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	23
2.1 PONTES	23
2.1.1 Distribuição Transversal de cargas	25
2.1.2 Pontes de Concreto Protendido	26
2.1.2.1 Tipos de Protensão	27
2.1.2.1.1 Pré-tração com Aderência	28
2.1.2.1.2 Pós-tração com e sem aderência posterior	28
2.2 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS DA PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO	29
2.2.1 Dados da Estrutura	32
2.2.2 Dados Gerais	32
2.2.3 Gabarito Transversal	39
2.2.4 Gabarito Longitudinal	40
2.2.5 Propriedades das Vigas Longarinas	41
2.2.5.1 Estimativa da Seção Geométrica	41
2.2.5.2 Níveis de Protensão e Tensões Limites	43
2.2.5.3 Traçado dos Cabos de Protensão	46
2.2.6 Cargas Atuantes	48
2.2.6.1 Ações Permanentes	48
2.2.6.2 Ações Variáveis	50
2.2.6.2.1 Coeficientes de ponderação das cargas móveis	52
2.2.7 Determinação da Protensão Inicial	54
2.2.7.1 Estimativa da Área de Armadura Ativa	56
2.2.7.1.1 ELS-D Combinação Quase Permanente	56
2.2.7.1.2 ELS-F Combinação Frequente	58
2.2.8 Perdas de Protensão	60
2.2.8.1 Perdas Imediatas	60
2.2.8.1.1 Perdas por Atrito	60
2.2.8.1.2 Perda por Acomodação das Ancoragens	62
2.2.8.1.3 Perda por Encurtamento Imediato do Concreto	64
2.2.8.2 Perdas Progressivas	65
2.2.8.2.1 Perda por Retração + Fluência	65
2.2.8.2.2 Perda por Relaxação das Armaduras	72

2.2.9 Estados Limites	75
2.2.9.1 ELS	75
2.2.9.1.2 ELS-F:	76
2.2.9.1.4 ELS-D	76
2.2.9.2 ELU	76
2.2.9.2.1 Flexão	77
2.2.9.2.2 Cisalhamento	80
2.2.9.2.2.1 Verificação da compressão nas bielas de concreto	82
2.2.9.2.3 Fadiga	84
2.2.10 Armadura Final	86
2.2.10.1 Armadura de pele	86
2.2.10.2 Armadura de costura de mesa	87
2.2.10.3 Armadura longitudinal de tração	89
2.3 PONTE MISTA DE AÇO DE PINHO E BELLEI (2007)	90
2.3.1 Dados da ponte mista de aço	91
2.3.2 Cargas atuantes	92
2.3.2.1 Cargas Permanentes	92
2.3.2.2 Cargas Móveis	93
2.3.2.3 Envoltória de Esforços	93
2.3.3 Perfis de aço das vigas longarinas	94
2.3.3.1 Propriedades das Seções Compostas Mistas	96
2.3.4 Verificação das vigas de aço e da laje de concreto	97
2.3.5 Propriedades Perfil U Laminado	98
2.3.6 Conectores de Cisalhamento	99
2.3.7 Enrijecedor de Apoio	102
2.3.8 Enrijecedores Transversais Intermediários	103
2.3.9 Enrijecedor Longitudinal	107
2.3.10 Dimensionamento dos Diafragmas	108
2.3.11 Seção Transversal da Ponte Mista de Aço	110
3. DIMENSIONAMENTO	111
3.1 DIMENSIONAMENTO LONGARINAS PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO	111
3.1.1 Dados Iniciais	112
3.1.2 Carregamentos e esforços solicitantes	115
3.1.3 Estimativa de esforço de protensão pelas tensões normais em serviço ELS	120
3.1.4 Traçado longitudinal dos cabos	125
3.1.5 Cálculo das perdas de protensão efetivas	126
3.1.5.1 Perdas Imediatas	126
3.1.5.1.1 Perdas por Atrito	126

3.1.5.1.2 Perdas por Acomodação da ancoragem	126
3.1.5.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto	127
3.1.5.2 Perdas de protensão progressivas	128
3.1.5.2.1 Perdas de protensão por efeitos de retração e fluência	128
3.1.5.2.2 Perdas de protensão por efeitos de relaxação das armaduras	130
3.1.5.3 Perdas e Protensões finais	131
3.1.6 Verificações do Estado Limite de Serviço	132
3.1.6.1 ELS no tempo infinito	132
3.1.6.2 ELS no ato da protensão	134
3.1.7 Verificações do Estado Limite Último	135
3.1.7.1 Em relação à flexão no tempo infinito	135
3.1.7.2 Em relação à flexão no ato da protensão	136
3.1.7.2 Em relação ao cisalhamento	137
3.1.7.3 Verificação de Fadiga da Armadura	138
3.1.5 Armadura final	139
3.1.5.1 Armadura de pele	139
3.1.5.2 Armadura de costura de mesa	140
3.1.5.3 Armadura longitudinal de tração	142
4 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS CUSTOS MATERIAIS DAS PONTES	144
4.1 COMPARAÇÃO ENTRE A PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO E A PONTE MISTA DE PINHO E BELLEI (2007)	144
4.2 PONTE MISTA DE AÇO OTIMIZADA DE PEDRO (2017)	147
5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS	152
REFERÊNCIAS	155
APÊNDICE / ANEXOS	158

1 INTRODUÇÃO

Este trabalho visa descrever o processo de comparação entre dois diferentes métodos de dimensionamento de pontes de vigas longarinas. Os métodos de dimensionamento foram analisados com o objetivo de identificar a melhor alternativa em relação ao custo de construção. A relevância deste estudo fica nítida a partir do momento em que existe mais de um processo de construção.

No desenvolvimento deste trabalho foram dimensionadas as vigas longarinas de uma ponte de concreto protendido, utilizando-se os métodos padrões previstos em norma (NBR 6118:2014, NBR 8681:2003, NBR 7187:2021 e NBR 7188:2013). As longarinas dimensionadas foram consideradas sob as mesmas condições de contorno, ambientais e de carregamento da ponte mista de longarinas de aço de Pinho e Bellei (2007). Dessa forma, foi possível realizar uma comparação direta de custos com a ponte mista de aço dimensionada por Pinho e Bellei (2007) e a ponte mista de longarinas aço dimensionada por Pedro (2017) através de método de otimização.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O presente trabalho foi desenvolvido com o objetivo de dimensionar uma longarina de concreto protendido para um determinado tabuleiro de ponte rodoviária, a fim de comparar com o método de dimensionamento de longarinas de perfil de aço, identificando a alternativa que possui o custo total dos materiais mais otimizado.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar uma ponte de concreto protendido utilizando os processos previstos nas normas brasileiras;
- Comparar a ponte desenvolvida no presente trabalho com as pontes desenvolvidas por Pedro (2017) e Pinho e Bellei (2007) para determinar a melhor opção em relação ao custo.

1.2 LIMITAÇÕES

Como limitações, consideram-se todas as condições limitantes encontradas para a aplicação das metodologias desenvolvidas no presente trabalho.

As principais limitações do trabalho identificadas estão relacionadas às condições utilizadas por Pinho e Bellei (2007) e Pedro (2017), e à definição arbitrária quanto à Classe de Agressividade Ambiental do ambiente em que se está sendo dimensionado o elemento estrutural.

A ponte base original é uma “ponte rodoviária de eixo reto e vão simples de 40m com vigas (de aço) soldadas de alma cheia em seção mista” (PINHO; BELLEI, 2007, p. 93). As vigas longarinas da ponte são espaçadas em 3,5 metros, com balanços de 1,25 metros, totalizando um tabuleiro de concreto armado de 13 metros de largura. Por fim, a laje de concreto do tabuleiro possui uma espessura de 22,5 centímetros. A classe de agressividade ambiental do ambiente onde a ponte será construída não foi especificada no exemplo de Pinho e Bellei (2007). Adotou-se, então, um valor arbitrário de CAA, pelo qual o presente trabalho foi limitado. Esforços de empuxo e ventos não foram considerados, da mesma maneira que Pinho e Bellei (2007) não os consideraram em seu exemplo de dimensionamento de ponte.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este primeiro e presente capítulo é caracterizado pela Introdução do trabalho e tem como objetivo contextualizar o leitor sobre o desenvolvimento da monografia.

No capítulo 2, encontra-se a Fundamentação Teórica, onde são explorados os principais temas que embasaram a realização do trabalho. Entre os autores, nota-se a relevância de Pinho e Bellei (2017) e Pedro (2007), e o papel essencial que suas obras assumiram neste processo.

O terceiro capítulo é dedicado à etapa prática. Em Dimensionamento, encontram-se os parâmetros estimados e calculados para as longarinas da ponte

de concreto pretendido, além das verificações no Estado Limite de Serviço (E.L.S.) e Estado Limite Último (E.L.U.).

Após o dimensionamento, o capítulo 4 traz a Análise dos resultados, com a intenção de cumprir com o objetivo principal deste trabalho. No capítulo, descreve-se o processo de comparação de custos entre os métodos de dimensionamento de pontes considerados.

Por fim, no encerramento do trabalho, encontra-se a Conclusão (capítulo 5), contendo as considerações finais, o desfecho das análises e sugestões de trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 PONTES

Pontes são construções com a finalidade de transpor um obstáculo para manter a continuidade de uma via qualquer. Na atualidade, as pontes servem mais comumente para manter a continuidade de rodovias e ferrovias feitas pelo homem. Os indícios de pontes mais antigas, de acordo com o Instituto Tecnológico de Transportes e Infraestrutura da Universidade Federal do Paraná (2022), são de aproximadamente 6 mil anos atrás (4000 a.C.) na Mesopotâmia e Egito, através das estruturas de pontes em arco. Com a evolução das técnicas de construção, as pontes também foram evoluindo, tanto em custo quanto em segurança, e passando pelos seguintes métodos de construção: arco em pedra, madeira treliçada, depois tijolo e argamassa, pontes metálicas, pontes de concreto armado e finalmente pontes de concreto protendido. Segundo Vasconcelos (1992, apud KLEIN, 2002), a primeira ponte de concreto protendido no Brasil foi inaugurada em 1949, conhecida como “Ponte do Galeão”, representada na Figura 1.

Figura 1 - Ponte do Galeão em 1948



Fonte: MONDORF, 2006, apud CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 2009, p. 2.

A estrutura da ponte é comumente categorizada em três partes: a superestrutura, a mesoestrutura e a infraestrutura (SPERNAU, 2012).

Superestrutura é o nome dado à parte da estrutura da ponte onde se recebe as aplicações de cargas dos veículos que circulam sobre a construção, bem como outras ações permanentes. A superestrutura é normalmente composta por lajes e longarinas e, para pontes de natureza rodoviária, também são compostas de revestimento asfáltico e estruturas de segurança como guarda-rodas.

A mesoestrutura é composta pelos pilares da ponte, sendo eles os responsáveis por receber os carregamentos da superestrutura e transferi-los para a infraestrutura. A mesoestrutura está sujeita também a cargas solicitantes horizontais, como por exemplo, a ação do vento, do corpo de água e frenagem dos automóveis.

A infraestrutura é composta por elementos de fundação, sendo responsável por transferir os esforços recebidos da mesoestrutura para o terreno. As fundações podem ser compostas por tubulões, estacas e/ou sapatas.

O presente trabalho consiste na estruturação do processo de dimensionamento das longarinas de concreto protendido da superestrutura da ponte estudada, levando em consideração as ações permanentes que atuam na construção (peso próprio, laje, revestimento asfáltico e guarda-rodas) e as ações provenientes das cargas móveis.

2.1.1 Distribuição Transversal de cargas

De acordo com Thomaz (s.d.), é permitido utilizar o método de Engesser-Courbon, a fim de se obter a distribuição transversal de cargas para as longarinas da ponte, se a mesma tiver uma relação entre comprimento e largura maior do que dois. Outros fatores que favorecem a utilização do método são em relação à altura das transversinas possuem mesma ordem de grandeza que a altura das longarinas, e o fato de que a espessura das longarinas e da laje do tabuleiro são pequenas.

Este método assume rigidez transversal infinita do tabuleiro, ou seja, considera-se:

- As transversinas possuem rigidez à flexão infinita, de modo que as deformações das vigas longarinas se relacionam linearmente;
- Comportamento Linear elástico;
- Assume pequenos deslocamentos;
- Mesma rigidez das transversinas e longarinas;
- Desprezam-se os efeitos de torção.

A Equação 1 exemplifica o cálculo das distribuições das cargas transversais para as longarinas da ponte. Na qual,

- P_i : parcela da carga P que incide na viga i que está sendo analisada;
- P : carga em análise;
- n : número de vigas principais;
- e : excentricidade da carga em relação ao centro elástico de gravidade das vigas principais (para seção transversal simétrica, é o ponto médio do tabuleiro);

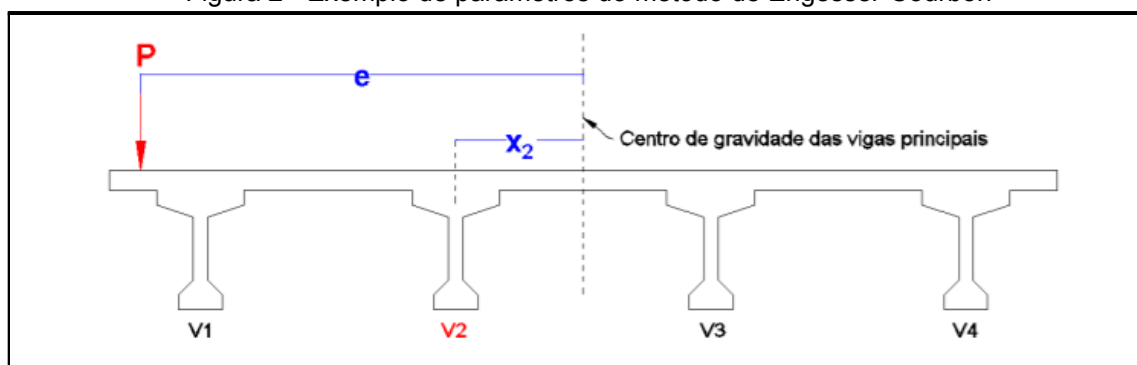
- x_i : distância da viga longitudinal analisada (i) até o eixo do conjunto formado por todo o sistema de vigas;

Equação 1 - Distribuição de cargas nas longarinas por Engesser-Courbon

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{P \cdot e \cdot x_i}{\sum x_i^2}$$

Para realizar essa análise, a convenção assume que o eixo 'x' é zero no centro de gravidade do sistema, conforme exemplifica a Figura 2, sendo 'x' positivo à direita do eixo e negativo à esquerda. As excentricidades compartilham dessa mesma convenção para os seus sinais.

Figura 2 - Exemplo de parâmetros do método de Engesser-Courbon



Fonte: KAESTNER, 2015, p. 45.

2.1.2 Pontes de Concreto Protendido

O concreto protendido é um método de construção que requer concretos e aços com propriedades resistentes elevadas. Além disso, a protensão atua reduzindo as tensões de tração no concreto de vigas e lajes. Isso resulta numa necessidade menor de material resistente nas estruturas para vencer os mesmos vãos que uma estrutura de concreto armado semelhante precisaria. Em média, uma viga de concreto protendido necessita de somente 65% a 80% da altura que uma viga de concreto armado necessita para vencer o mesmo vão (BASTOS, 2021b). Isso coloca o concreto protendido como uma alternativa de menor custo para projetos de maiores vãos. Para vãos de até cerca de 10 metros, o custo adicional do concreto e do aço mais resistentes, somado aos equipamentos

extras e à mão de obra especializada, faz com que o concreto protendido se torne uma alternativa menos viável em relação ao concreto armado (BASTOS, 2021b).

De acordo com Bastos (2021b, p. 11), considera-se que “o Concreto Protendido (CP) e o Concreto Armado (CA) não competem entre si, e mais, na verdade se complementam, em funções e aplicações”. Isso se deve ao fato de que já é determinado que concreto protendido é mais eficaz e mais barato do que concreto armado para grandes vãos. O concreto armado é utilizado com frequência na construção civil, devido a algumas de suas propriedades como maior isolamento térmico em relação à construções de aço por exemplo, além de baixa manutenção e maior versatilidade de aplicação. Em contraposição, o concreto protendido compete no mercado com outras soluções voltadas a vencer grandes vãos, como estruturas metálicas.

2.1.2.1 Tipos de Protensão

Existem dois sistemas de protensão: o de armaduras pré-tracionadas e o de armadura pós-tracionadas.

Na armadura pré-tracionada, a cordoalha de aço é ancorada nas suas duas extremidades e é, então, mantida no lugar, depois desse processo no qual a viga é concretada ao redor dos cabos de aço. Após o endurecimento do concreto, a ancoragem é solta e o esforço de protensão dos cabos e cordoalhas é transferido para a peça (LEONHARDT, 1983; PFEIL, 1984). Essa transferência da protensão se deve à aderência do concreto ao cabo, visto que o mesmo se moldou ao redor da armadura e a tendência do aço de se retornar à posição inicial é resistido pelo concreto, gerando uma força de compressão do aço no concreto.

Na armadura com sistema pós-tracionado, as vigas são concretadas com vazios entre ambas suas extremidades, através de bainhas dentro da forma de concretagem. Os cabos de protensão são colocados nas bainhas após o endurecimento do concreto da peça e então é injetada uma nata de cimento após o ato da protensão. Essa injeção serve para promover a aderência entre os cabos de aço e o concreto e, concomitantemente, para proteger a armadura de protensão contra a corrosão. A aplicação da nata de cimento é opcional, sendo esse sistema chamado de “protensão sem aderência” (ABNT, 2014, p. 4). No

modelo pós-tracionado, é possível aplicar a protensão em uma ou duas extremidades da peça protendida, ou seja, nesse modelo podemos ter duas ancoragens ativas ou apenas uma ativa e outra passiva.

Na presente monografia, o dimensionamento da ponte de concreto protendido foi feito de forma a utilizar o sistema de vigas protendidas pós-tracionadas com aderência posterior.

2.1.2.1.1 Pré-tração com Aderência

O sistema de peças de concreto com sistema de protensão pré-tração com aderência posterior é definido pela NBR 6118:2014 como

concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto; a ancoragem no concreto realiza-se somente por aderência (ABNT, 2014, p. 4).

A pré-tração é utilizada mais comumente na indústria de peças de concreto pré-moldadas, visto que o maior controle desse tipo de ambiente favorece a manutenção da qualidade de todo o processo de protensão, em contraste com a produção no canteiro de obras onde se está mais sujeito a erros. O maior controle de qualidade do meio industrial para peças pré-moldadas também permite a realização da cura da peça protendida com vapor aquecido, encurtando o tempo para a transferência da força de protensão da armadura ativa para a peça para até 24 horas.

2.1.2.1.2 Pós-tração com e sem aderência posterior

O sistema de peças de concreto com sistema de protensão pós-tração com aderência posterior é definido pela NBR 6118:2014 como

concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, criando posteriormente aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas (ABNT, 2014, p. 4).

Para o sistema de pós-tração sem aderência posterior, a definição da NBR 6118:2014 apresenta-se como

concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após o endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural, mas não sendo criada aderência com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados (ABNT, 2014, p. 4).

O sistema de pós-tensão é mais comum na construção das peças protendidas em canteiros de obras, visto que este sistema é mais eficiente e de menor custo, minimizando o impacto de possíveis erros.

A fixação da cordoalha é frequentemente feita com a cunha de aço, da mesma maneira que o sistema de pré-tensionamento. A diferença, no entanto, é que na pós-tensão o dispositivo de porta-cunha não se faz necessário visto que a cunha é inserida diretamente no furo existente. Neste sistema, a força de protensão aplicada pela armadura ativa pode atuar em parte da seção transversal ou nela como um todo.

A diferença entre os sistemas de pós-tração com aderência e de pós-tração sem aderência é a presença do preenchimento da bainha com nata de cimento sob pressão após a operação de estiramento. A presença da nata serve para configurar a operação de aderência do aço com o concreto, ao mesmo tempo em que protege a armadura.

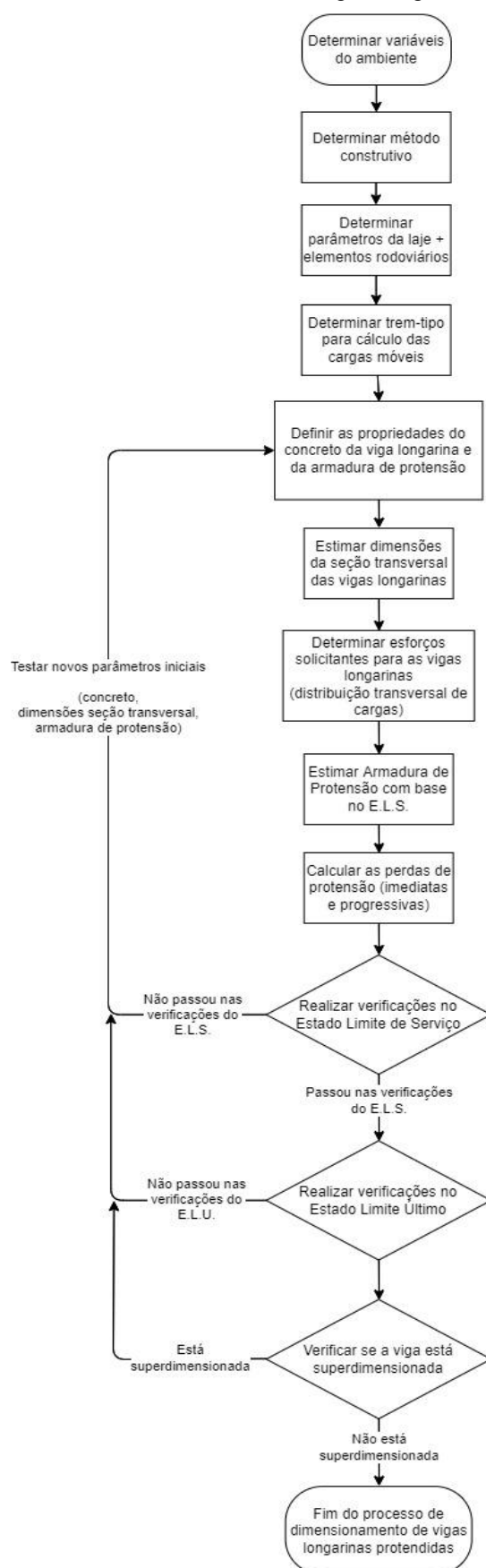
2.2 ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO DAS LONGARINAS DA PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO

O processo de dimensionamento das longarinas da superestrutura de uma ponte de concreto protendido consiste em seguir as recomendações e limitações das normas NBR 6118:2014, NBR 8681:2003, NBR 7187:2021 e NBR 7188:2013, bem como os métodos de cálculo para o método de construção escolhido disponíveis na bibliografia revisada, a fim de definir os parâmetros finais da viga longarina.

Elementos rodoviários (laje do tabuleiro, revestimento asfáltico e guarda-rodas) são definidos de acordo com a necessidade da via que está sendo continuada pela ponte. Como o objetivo do presente trabalho é de realizar uma comparação de custos com as pontes dimensionadas com longarinas de aço por

Pinho e Bellei (2007) e Pedro (2017), os elementos rodoviários e as dimensões da laje do tabuleiro serão exatamente os mesmos das obras mencionadas. As vigas longarinas de concreto protendido serão dimensionadas de acordo com o passo a passo representado pelo fluxograma da Figura 3 a seguir.

Figura 3 - Fluxograma do dimensionamento das vigas longarinas de concreto protendido



Fonte: elaborada pelo autor.

2.2.1 Dados da Estrutura

Neste capítulo, são apresentados diversos fatores que foram estudados com o objetivo de dimensionar uma ponte de concreto protendido, bem como as decisões que devem ser tomadas para este processo. Também são apresentados e/ou determinados todos os dados de projeto necessários para o dimensionamento de uma ponte de concreto protendido, de acordo com as normas NBR 6118:2014 e NBR 7187:2021.

A ponte de concreto protendido dimensionada é baseada em um exemplo didático realizado por Pinho e Bellei (2007) e, por isso, faltam dados reais a respeito do local de construção da ponte. Para suprir essa falta, foram determinadas condições de projeto necessárias para o dimensionamento total das longarinas, com base em exemplos reais disponíveis na bibliografia e recomendações retiradas das normas.

2.2.2 Dados Gerais

A ponte foi dimensionada com vigas longarinas de concreto protendido com ancoragens ativas em ambas as extremidades. O seu processo construtivo foi determinado como o de pré-moldagem, feito dentro do canteiro de obras, com a concretagem e protensão realizadas antes de colocar a viga na posição final projetada. Esse processo de construção é muito comum na realização de obras de pontes rodoviárias, visto que é inviável transportar vigas com essas dimensões de uma usina até o local da obra.

O material das lajes é o concreto armado, o mesmo que foi utilizado para a ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007), com a qual está sendo comparada. Como não se é conhecido o local da construção, arbitrou-se uma classificação “Marinha” para o ambiente da ponte, categorizando-se a Classe de Agressividade Ambiental de nível III, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Classe 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	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a	Grande
		Industrial ^{a, b}	
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c}	Elevado
		Respingos de maré	

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

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

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

Fonte: NBR 6118:2014, p. 17.

A Tabela 2 representa o item 13.4 da NBR 6118:2014, em que se recomenda as exigências de durabilidade relacionadas à proteção da armadura em função da classe de agressividade ambiental (C.A.A.). Nela está relacionado o tipo de concreto estrutural necessário para as propriedades de cada C.A.A. e o tipo de protensão necessário, bem como as verificações requisitadas para cada um. Como o C.A.A. do ambiente foi considerado nível 3 com pós-tração, foi adotada a protensão limitada com verificações no Estado Limite de Serviço de Fissuração com combinação frequente e no Estado Limite de Serviço de Deformação com combinação quase-permanente. A umidade relativa do ar foi estimada em 70% e a temperatura média do ambiente foi de 20°C em média - essas características influenciam o endurecimento do concreto.

A fundamentação teórica sobre os Estados Limites de Serviço de Fissuração (ELS-F) e Deformação (ELS-D) está dividida em duas partes ao longo deste trabalho. As verificações no ELS-F e no ELS-D devem ser feitas somente no final do processo de dimensionamento da viga de concreto protendido, por esse motivo as explicações sobre os seus conceitos estão no item 2.2.9. Entretanto, para a etapa de definição da armadura de protensão inicial no item 2.2.7, foi necessário se aprofundar nos cálculos e verificações do ELS-F e no

ELS-D, e por isso este capítulo conta com o passo a passo prático de cálculo relacionado ao tema.

Tabela 2 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D ^a	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D ^a	Combinação frequente

^a A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.

Fonte: Tabela 13.4 da NBR 6118:2014, p. 80.

A Tabela 3 apresenta a correspondência entre a classe de agressividade do ambiente e a qualidade do concreto necessária. Observa-se então, que de acordo com a Tabela 3, para elementos estruturais de concreto protendido foi necessário adotar um concreto de classe C35 ($f_{ck} = 35$ MPa) ou maior.

Tabela 3 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Fonte: NBR 6118:2014, p. 18.

O concreto adotado para as vigas longarinas e para a laje de concreto armado foi o C40 - o concreto adotado para a laje de Pinho e Bellei (2007) foi o C25, porém esta classe não passa nas exigências de durabilidade da norma para o CAA-III adotado. Esta mudança foi adotada visto que não altera os carregamentos atuantes, mas somente a capacidade resistiva do material, permitindo ainda uma comparação justa. O tipo de protensão adotado foi a protensão limitada, devido às exigências de durabilidade da NBR 6118:2014 apresentadas na Tabela 2. Para possibilitar a estimativa de resistência e módulo de elasticidade do concreto em idades anteriores à 28 dias, foi determinado que o cimento utilizado no concreto seria o CP-III (Cimento Portland de alto forno), enquanto que os agregados graúdos seriam brita 1 de granito, com abatimento previsto do concreto de 8 centímetros, com margem de erro de 2 cm.

Um resumo de todos os parâmetros de resistência do concreto adotados pode ser encontrado na Tabela 4 a seguir.

Tabela 4 - Parâmetros de resistência do concreto

Parâmetros do Concreto Fck 40	
fck	40 MPa
fck ₁₄	34,17 MPa
fctk	3,51 MPa
fctk _{inf}	2,46 MPa
fctk _{sup}	4,56 MPa
α	1,2
α_E	1
s	0,38
E _{ci}	35.417 MPa
E _{ci14}	32.737 MPa
E _{cs}	31.876 MPa

Fonte: elaborada pelo autor.

A Tabela 5 representa a tabela 7.2 da NBR 6118:2014 que tipifica os cobrimentos nominais mínimos para os elementos estruturais. Dela, podemos definir que o cobrimento nominal mínimo da armadura ativa deve ser de 45 mm, enquanto que para a armadura passiva presente deve ser de no mínimo 40 mm, devido à classe de agressividade ambiental III do ambiente.

Tabela 5 - Cobrimentos nominais mínimos para respectivos C.A.A.'s

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118:2014, p. 20.

Para a escolha do aço de armadura ativa para protensão, consultou-se o catálogo da ArcelorMittal. O catálogo apresenta as opções disponíveis no mercado, tanto para os níveis de protensão quanto para a organização de fios e cordoalhas. O catálogo está representado na Figura 4 a seguir.

Figura 4 - Catálogo cordoalhas de protensão ArcelorMittal

ESPECIFICAÇÕES DOS PRODUTOS - CORDOALHAS NUAS PARA PROTENSÃO						
Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalha 3 fios CP 190						
Cord. CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	22	171	40	36	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30	238	56	50	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	39	304	70	63	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	47	366	86	78	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	66	520	122	110	3,5
Cordoalha 7 fios CP 190						
Cord. CP 190 RB 9,5	9,5	56	441	102	92	3,5
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101	792	184	165	3,5
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	1126	261	235	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	1180	274	247	3,5
Cord. CP 190 RB 15,20 Entalhada*	15,2	143	1126	261	235	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70 Entalhada*	15,7	150	1180	274	247	3,5

*Fabricação sob consulta.

Fonte: ARCELORMITTAL, s.d., p. 5.

O aço para protensão escolhido foi o CP-190 RB, tal que:

- CP: Aço para Armadura Ativa de Concreto Protendido;
- 190: Resistência característica última de 1900 MPa;
- RB: Baixa relaxação.

A cordoalha escolhida foi a de 7 fios de 15,2 mm de diâmetro que, conforme a Figura 4, possui uma área de 1,43 cm². Para a armadura passiva, foi escolhido o aço CA-50, o qual possui resistência característica de escoamento de 500 MPa.

A Tabela 6 apresenta todas as propriedades do aço de protensão escolhido necessárias para o dimensionamento completo das vigas longarinas protendidas. Os dados da Tabela 6 que não estavam disponíveis no catálogo da Arcelor Mittal foram calculados de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014.

Tabela 6 - Parâmetros do aço de protensão escolhido

Parâmetros do Aço de Protensão	
Classe	CP 190-RB
Cordoalha	Ø 15,2 mm 7 fios
$A_{\text{cordoalha}}$	1,43 cm ²
f_{ptk}	1900 MPa
f_{pyk}	1710 MPa
E_p	196.000 MPa
$\sigma_{\text{Pi,lim}}$	1402,2 MPa
μ	0,2
K	0,002
α_P	5,534

Fonte: elaborado pelo autor.

2.2.3 Gabarito Transversal

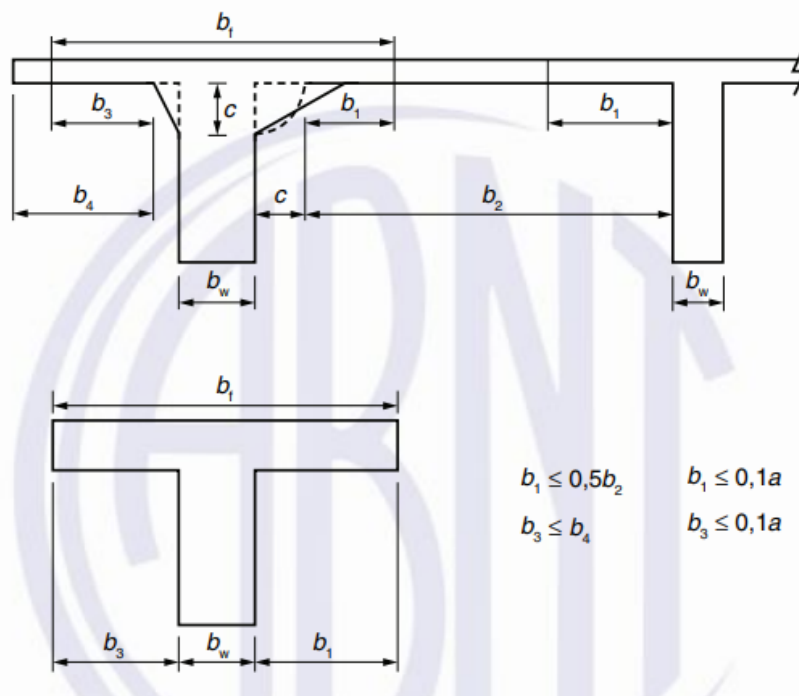
O gabarito transversal da superestrutura de uma ponte é composto pelos seus elementos estruturais e seus elementos rodoviários. Os elementos estruturais da ponte de concreto protendido são compostos pelas vigas longarinas de concreto protendido e pela laje de concreto armado. Os elementos rodoviários são compostos por faixas de rolamento, calçadas e/ou proteções laterais.

A ponte rodoviária de concreto protendido possui largura de 13 metros, semelhante à ponte mista de longarinas aço de Pinho e Bellei (2007). A rodovia da ponte é composta por 12,2 metros de largura de revestimento asfáltico, com a presença de guarda-rodas de concreto do tipo New Jersey para proteger os veículos lateralmente.

As vigas longarinas de concreto protendido foram dimensionadas em seção tipo I. Após a concretagem da laje de concreto armado, é considerado uma seção composta entre as vigas longarinas e a laje que contribui como mesa colaborante junto às longarinas. Para dimensionar a seção composta é necessário calcular a largura colaborante da laje para a seção composta, conforme o item "Largura

colaborante de vigas de seção T” do item 14.6.2.2 da NBR 6118:2014 (p. 87), representado na Figura 5.

Figura 5 - Largura de mesa colaborante



Fonte: NBR 6118:2014, p. 87.

A viga longarina atuará como seção tipo I até a cura do concreto da laje e das transversinas. A partir desse momento, a seção resistente será considerada como a Seção tipo T composta.

2.2.4 Gabarito Longitudinal

O gabarito longitudinal da ponte foi determinado com base no gabarito longitudinal da ponte mista de Pinho e Bellei (2007), onde a posição dos apoios da superestrutura configura um sistema de vigas bi-apoiadas sem balanço. O comprimento total da ponte rodoviária de concreto protendido dimensionada neste presente trabalho é, então, de 40 metros - mesmo comprimento da ponte mista de aço.

Em um caso onde pudesse ser determinado a localização dos pilares em relação ao tabuleiro da ponte, em um dimensionamento com fins puramente didáticos por exemplo, o ideal seria dividir o comprimento total da ponte entre um vão central e dois balanços, a fim de diminuir a intensidade dos momentos

fletores atuantes visto que os momentos fletores positivos atuantes se igualam em módulo aos momentos fletores negativos quando o balanço representa 1/3 do comprimento do vão central, considerando uma carga uniformemente distribuída sobre a viga.

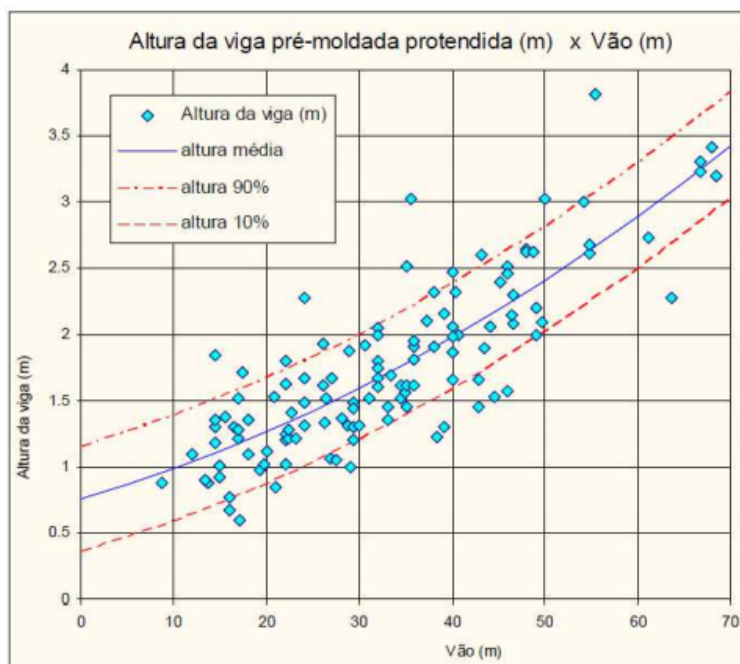
Em relação às transversinas, Kaestner (2015) recomenda utilizar transversinas com altura igual à altura das vigas longarinas em função do método de Engesser-Courbon utilizado (rigidez infinita), descontando-se 10 centímetros desse valor, a fim de evitar o contato entre as vigas longarinas e as vigas transversinas. Kaestner (2015) ainda recomenda uma largura de alma de 20 centímetros para as vigas transversais, argumentando ser um valor frequentemente visto em projetos similares na bibliografia disponível.

2.2.5 Propriedades das Vigas Longarinas

2.2.5.1 Estimativa da Seção Geométrica

Para estimar a altura da viga pré-moldada protendida usada no dimensionamento desta ponte, pode-se utilizar a recomendação de Thomaz (s.d.) que apresenta em suas notas de aula sobre “Pontes em Concreto Protendido: Vigas pré-moldadas” um gráfico relacionando às alturas da seção transversal de vigas protendidas com o seus respectivos comprimentos de vão. O gráfico está representado na Figura 6, com dados reais de alturas de vigas pré-moldadas protendidas.

Figura 6 - Gráfico com dados reais: alturas de vigas pré-moldadas protendidas X vãos



Fonte: THOMAZ, s.d., p. 2.

Levando em conta essa documentação de Thomaz (s.d.), tem-se que o vão da ponte deste trabalho é de 40 m. Logo, uma altura de viga recomendada para a primeira tentativa de dimensionamento foi de 2 m.

Thomaz (s.d.) também indica uma recomendação de distância entre os eixos principais das longarinas através da Equação 2.

Equação 2 - Distância entre os eixos principais das longarinas

$$a \leq 0,028 \cdot L + 2$$

Fonte: THOMAZ, s.d., p. 3.

Tal que “a” é a distância máxima recomendada entre os eixos principais das longarinas, e “L” o comprimento total das longarinas. Obtém-se, então, como resultado:

$$a \leq 0,028 \cdot 40 + 2 = 3,12 \text{ m}$$

Outra recomendação de Thomaz (s.d.) é sobre a distância das longarinas externas até as extremidades da seção transversal em relação à laje do tabuleiro, representadas por “b” na Equação 3, a seguir.

Equação 3 - Distância entre longarinas externas e extremidades da seção transversal

$$b \leq 0,4 \cdot a$$

Fonte: THOMAZ, s.d., p. 6.

Como resultado para a ponte de concreto protendido aqui dimensionada tem-se:

$$b \leq 0,4 \cdot 3,5 = 1,4 \text{ m}$$

Como o objetivo do presente trabalho é comparar a ponte mista original de longarinas de aço com a ponte de longarinas de concreto protendido, é desejado posicionar as longarinas de concreto protendido nos mesmos eixos das longarinas de perfil de aço da ponte mista original. Pode-se considerar, então, que o projeto original está próximo das recomendações de Thomaz.

2.2.5.2 Níveis de Protensão e Tensões Limites

De acordo com a NBR 6118:2014 o concreto protendido pode ser classificado em três níveis de protensão. As definições de protensão parcial, protensão limitada e protensão completa variam conforme as exigências relativas à fissuração e à combinação das ações em serviço, conforme expressas na Tabela 2.

As combinações de ações em serviço e as exigências relativas à fissuração para a protensão limitada e à protensão completa apresentadas na Tabela 2 representam os limites de tensões de cálculo atuantes no elemento estrutural que está sendo dimensionado, bem como a combinação de ações que se deve utilizar para verificar esses limites, de acordo com a norma NBR 6118:2014.

Os Estados Limites de Serviço para protensão completa e limitada são definidos por:

- ELS-F: Estado Limite de Formação de Fissuras:
 - Não deve apresentar esforços de tração maiores que $\sigma_{t,lim} = \alpha \cdot f_{ctk_{inf}}$;
- ELS-D: Estado Limite de Descompressão:

- Não deve apresentar esforços de tração na borda inferior da seção transversal da viga;

Para realizar as verificações em relação à compressão, é preciso também seguir o Estado Limite de Compressão Excessiva (ELS-CE). São permitidas tensões normais de até 70% da resistência do concreto no ato da protensão (NBR 6118:2014, p.124) e, de acordo com Loriggio (2014), para a viga em situações de serviço, são permitidas tensões normais de até 60%, seguindo-se as recomendações do Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB). Para as verificações no ato da protensão, é considerado apenas o peso próprio da viga, pois é a única ação atuante visto que acontece antes da concretagem da laje do tabuleiro e transversinas. Dessa maneira, essa etapa não depende de combinação de ações e é preciso apenas garantir as verificações do ELS-F, por ser uma situação de curta duração.

A Equação 4 e a Equação 5 (NBR 6118:2014) representam as combinações de ações aqui apresentadas que foram consideradas no dimensionamento das vigas longarinas protendidas.

Equação 4 - Combinação frequente de ações

$$F_{d,s} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \Psi_1 \cdot F_{q1,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Equação 5 - Combinação quase-permanente de ações

$$F_{d,s} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{qj,k}$$

Tal que:

- $F_{d,s}$: valor de cálculo das ações para combinações de serviço;
- $F_{gi,k}$: ações permanentes em valor característico;
- $F_{q1,k}$: ação variável principal em valor característico;
- $F_{qj,k}$: ações variáveis secundárias em valores característicos;

- Ψ_1 : fator de redução para combinações de ações do ELS;
- Ψ_2 : fator de redução para combinações de ações do ELS;
- m : total de ações permanentes consideradas;
- n : total de ações variáveis consideradas.

No documento da NBR 8681:2003 é possível obter os valores de Ψ_i para pontes rodoviárias. Ψ_1 e Ψ_2 são, respectivamente, 0,5 e 0,3, e podem ser encontrados na Tabela 6 da norma (ABNT, 2003, p. 13), representado na Figura 7.

Figura 7 - Valores dos fatores de combinação e redução para ações variáveis

Ações	Ψ_0	Ψ_1	$\Psi_2^{(3), 4)}$
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ¹⁾	0,5	0,4	0,3
Locais em que há predominância de pesos e equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,7	0,6	0,4
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento			
Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura			
Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Passarelas de pedestres	0,6	0,4	0,3
Pontes rodoviárias	0,7	0,5	0,3
Pontes ferroviárias não especializadas	0,8	0,7	0,5
Pontes ferroviárias especializadas	1,0	1,0	0,6
Vigas de rolamentos de pontes rolantes	1,0	0,8	0,5
¹⁾ Edificações residenciais, de acesso restrito. ²⁾ Edificações comerciais, de escritórios e de acesso público. ³⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for sismo, admite-se adotar para Ψ_2 o valor zero. ⁴⁾ Para combinações excepcionais onde a ação principal for o fogo, o fator de redução Ψ_2 pode ser reduzido, multiplicando-o por 0,7.			

Fonte: NBR 8681:2003, p. 13.

As combinações de ações que foram utilizadas para cada etapa do processo de verificação nos Estados Limites de Serviço, seguiram conforme a relação:

No ato da protensão:

- ELS-F - combinação frequente: $\Psi_1 = 0,5; \bar{\sigma}_t = \alpha \cdot f_{ctkj,inf}$;

- ELS-D - combinação quase-permanente: $\Psi_2 = 0,3; \bar{\sigma}_t = 0;$
- ELS-CE: $\bar{\sigma}_c = 0,6 \cdot f_{ckj}$

Em serviço:

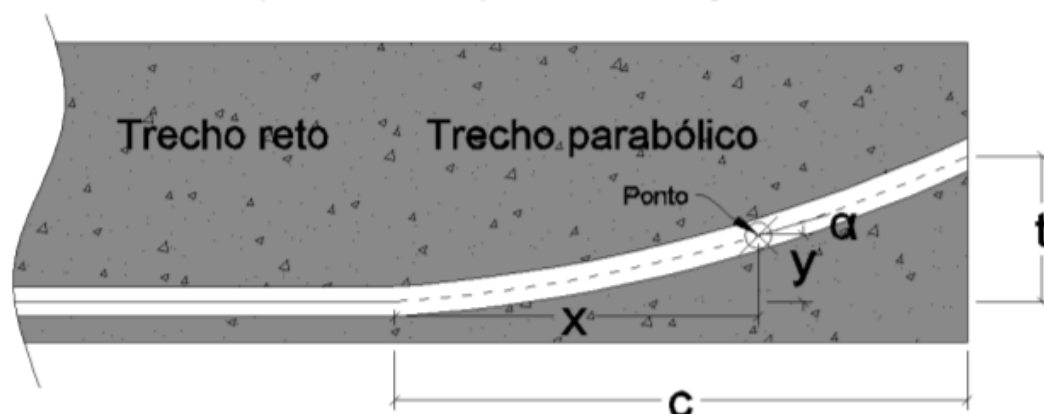
- ELS-F - combinação frequente: $\Psi_1 = 0,5; \bar{\sigma}_t = \alpha \cdot f_{ctk,inf};$
- ELS-D - combinação quase-permanente: $\Psi_2 = 0,3; \bar{\sigma}_t = 0;$
- ELS-CE: $\bar{\sigma}_c = 0,6 \cdot f_{ckj}$

Tal que $\bar{\sigma}_t$ representa o valor limite de tensões de tração, e $\bar{\sigma}_c$ representa o valor limite de tensões de compressão.

2.2.5.3 Traçado dos Cabos de Protensão

O traçado dos cabos de protensão se refere ao caminho que a excentricidade dos cabos em relação à seção transversal da viga percorre ao longo do seu comprimento. Para vigas protendidas de sistema de protensão pós-tracionado, os cabos e cordoalhas são dispostos dentro das bainhas, conforme explicado no item 2.1.2.1, e isso permite certa flexibilidade para escolher as curvaturas desses cabos. A curvatura do traçado dos cabos deve ser utilizada a fim de adequar a excentricidade do esforço de protensão para diferentes pontos de controle da viga, onde os esforços são diferentes. Em vigas pós-tracionadas, é comum se utilizar de um composto entre trechos retos e trechos parabólicos para os cabos, conforme representado na Figura 8.

Figura 8 - Representação do traçado longitudinal dos cabos de protensão



Fonte: KAESTNER, 2015, p. 45.

Para se realizar a estimativa inicial dos raios de curvatura dos cabos de armadura de protensão, pode-se utilizar a Tabela 7 desenvolvida por Pfeil (1983, apud Klein, 2002), que apresenta valores recomendados e mínimos para os raios de curvatura de determinados cabos de protensão.

Tabela 7 - Raios mínimos de curvatura de cabos com bainha corrugada

Cabo	$r_{\text{mín recomendado}} \text{ (m)}$	$r_{\text{mín admissível}} \text{ (m)}$
12 ϕ 5mm	4	3,5
12 ϕ 7mm	5	3,5
12 ϕ 8mm	6	3,5
6 ϕ 12,7mm	6	3,5
12 ϕ 12,7mm	8	5,0
19 ϕ 12,7mm	8	5,0
12 ϕ 15,2mm	8	5,0

Fonte: PFEIL, 1983, apud KLEIN, 2002, p. 37.

O processo de dimensionamento de viga de concreto protendido é iterativo - tenta-se uma vez com certos valores, se as verificações no ELS e ELU das seções transversais de controle não passarem, é feita uma nova tentativa de cálculo com parâmetros iniciais diferentes e depois são realizadas as verificações novamente.

2.2.6 Cargas Atuantes

A análise estrutural é uma etapa crucial para o dimensionamento de projetos de construção civil. Por esse motivo, a explicação de alguns conceitos importantes para o tema se torna indispensável. Os conceitos explicados neste tópico são: ações, forças, esforços e deformações.

As ações provenientes de esforços físicos geram forças (como o peso próprio da viga e da laje da ponte, e o peso dos carros passando pela ponte, por exemplo). As forças, por sua vez, geram esforços atuantes na estrutura analisada - esses são os esforços normal, cortante, de momentos fletores e de torção. Os esforços, então, estão associados às tensões que atuam em posições específicas da estrutura e são responsáveis pelas deformações nos elementos estruturais que estão sendo dimensionados. Neste capítulo, serão detalhados os carregamentos e ações que podem atuar em uma estrutura, bem como as cargas e ações que foram consideradas para o dimensionamento da ponte rodoviária de concreto protendido, conforme especificado na NBR 7187:2021.

2.2.6.1 Ações Permanentes

Ações permanentes são aquelas que apresentam variabilidade considerada pequena ao longo da vida útil da obra. Também podem ser consideradas, de acordo com a norma NBR 7187:2021, como ações constantes, ou que crescem com o tempo até atingir um limite constante para o longo prazo. Para projetos de pontes, as ações permanentes estabelecidas pela NBR 7187:2021 são:

- Empuxo de terra;
- Empuxo d'água;
- Fluência;
- Retração;
- Deslocamento de fundações;
- Peso próprio dos elementos estruturais;
- Pavimentação;
- Lastro ferroviário, trilhos e dormentes (para pontes ferroviárias);

- Forças de Protensão.

Para os fins didáticos deste estudo, foram observadas apenas as ações consideradas na ponte mista de aço original, visto que o objetivo é comparar os dois tipos de ponte dimensionadas. Seguindo, então, as considerações de Pinho e Bellei (2007), em complemento com as ações específicas para o método de construção de pontes de concreto protendido, aqui foram consideradas as ações permanentes de fluência, retração, peso próprio dos elementos estruturais, da pavimentação, do guarda-rodas e forças de protensão.

A NBR 7187:2021 especifica um peso específico mínimo de 24 kN/m^3 a ser considerado para a camada de pavimentação da ponte rodoviária, podendo ser adicionado 2 kN/m^2 de carga distribuída no tabuleiro, devido ao recapeamento da pista de rolamento. A ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007) utiliza um valor diferente de peso específico para a camada de pavimentação (revestimento asfáltico). Devido aos fins didáticos do presente trabalho, utilizou-se o mesmo valor usado por Pinho e Bellei (2007), caracterizando um peso específico para a camada de revestimento asfáltico de 18 kN/m^3 e permitindo uma comparação direta de custos mais objetiva.

As ações permanentes atuam em diferentes etapas do processo de construção da ponte de concreto protendido dimensionada. A etapa inicial de concretagem da viga precisa resistir somente ao peso próprio da viga, bem como aos esforços de protensão. A segunda etapa é caracterizada pela concretagem da laje do tabuleiro e das vigas transversinas. A partir da cura destas peças, então, a viga longarina passa a receber carregamentos do peso próprio da laje e de cargas consideradas pontuais devido ao peso das transversinas. A última etapa configura-se na aplicação dos carregamentos devidos aos elementos rodoviários (revestimento asfáltico e guarda-rodas) e dos carregamentos em serviço devido ao trem-tipo.

2.2.6.2 Ações Variáveis

Ações variáveis são aquelas que apresentam variabilidade significativa ao longo da vida útil da obra, de acordo com a norma NBR 7187:2021. Para projetos de pontes, as ações variáveis estabelecidas pela NBR 7187:2021 são:

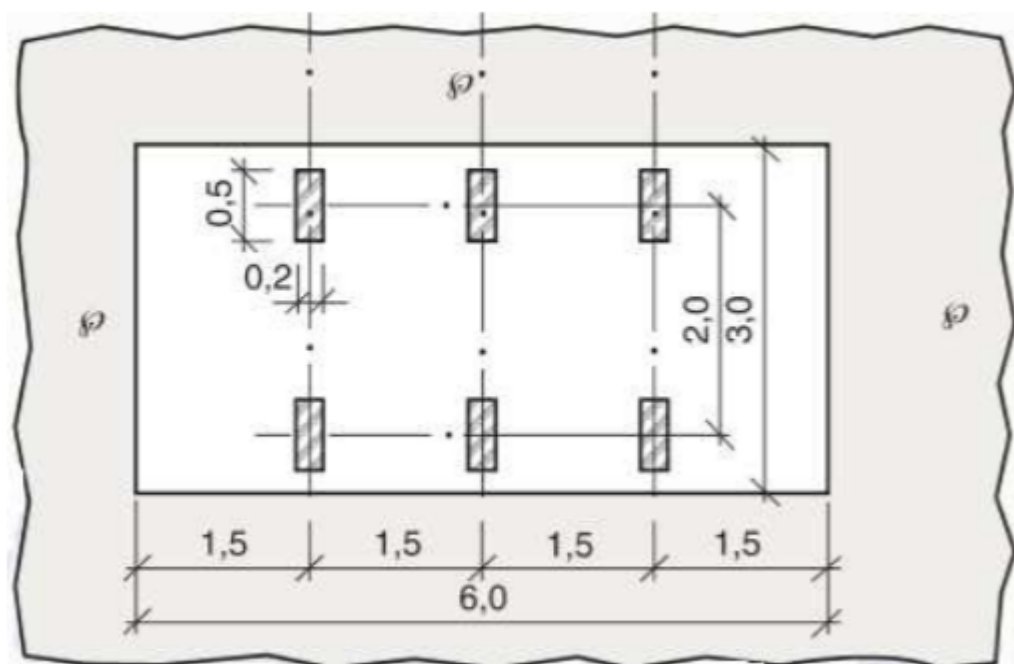
- Cargas móveis (contemplando-se seus efeitos verticais, dinâmicos, a força centrífuga gerada, choques laterais e efeitos de frenagem e aceleração);
- Cargas de construção (temporárias, durante a realização da obra);
- Carga devido ao vento;
- Empuxo de terra provocado por cargas móveis;
- Pressão da água em movimento (e seu efeito dinâmico);
- Variações de temperatura.

Para os fins didáticos deste estudo, foram observadas apenas as ações que foram consideradas na ponte mista de aço original, visto que o objetivo era comparar os dois tipos de ponte dimensionadas. Seguindo então as considerações de Pinho e Bellei (2007), aqui foram consideradas apenas as ações das cargas móveis do trem-tipo.

Cargas móveis são resultantes dos carregamentos devidos à passagem do tráfego ao longo da vida útil da ponte sobre o tabuleiro. Essas cargas variam de acordo com a classe da ponte e com o trem-tipo determinado, o qual também seguiu o mesmo padrão determinado pelo projeto da ponte mista de aço original, com a qual está-se comparando.

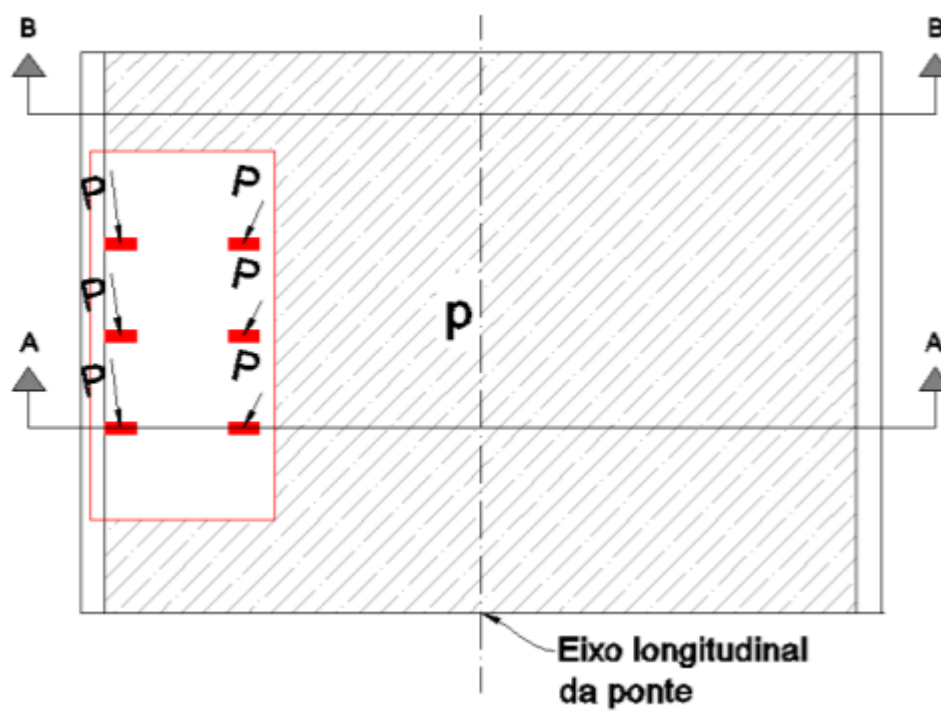
Para calcular a atuação das cargas móveis na ponte, se adota o trem-tipo TB-450 especificado pela NBR 7188:2013, que possui 6 rodas com três eixos de carga afastados 1,5 m entre si com uma área de ocupação de 18 m² - apresentado na Figura 9 a seguir. As cargas das rodas do trem-tipo e da multidão sobre a pista estão representadas na Figura 10. Então se utiliza a Equação 6 recomendada por Pfeil (1983) para homogeneizar o trem-tipo, reduzindo a carga do valor estático da roda.

Figura 9 - Trem-tipo TB-450



Fonte: NBR 7188, 2013, p.4.

Figura 10 - Trem-tipo TB-450



Fonte: KAESTNER, 2015, p.34.

Equação 6 - Cálculo da carga P homogeneizada

$$P_{homogeneizado} = P - \frac{p \cdot A}{n}$$

Tal que:

- P: Carga estática concentrada por roda do trem-tipo, em kN;
- p: Carga da multidão em kN/m²;
- A: Área de contato da roda do trem-tipo, em m²;
- n: Número de rodas do trem-tipo.

Para a próxima etapa do cálculo dos esforços devido ao trem-tipo, é necessário construir uma linha de influência dos carregamentos para a seção transversal do tabuleiro. Com esta linha de influência, torna-se possível calcular as cargas concentrada e distribuída resultantes do trem-tipo, possibilitando determinar a envoltória dos esforços devido à carga móvel na viga.

Este processo completo já foi realizado no dimensionamento da ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007) e foram utilizados os mesmos parâmetros para dimensionar a ponte de concreto protendido. O cálculo do trem-tipo final da ponte mista de Pinho e Bellei (2007) está apresentado no capítulo 2.3.2.2 na Figura 22.

2.2.6.2.1 Coeficientes de ponderação das cargas móveis

Cargas móveis atuam de maneira brusca, causando oscilações na estrutura em que atuam, por isso deve-se considerar esse efeito dinâmico em contraste com a maneira como é considerada a atuação das cargas permanentes (Antônio Neto, 2014). Levando em conta a natureza dinâmica das cargas móveis, a NBR 7188:2013 orienta pela utilização de coeficientes de impacto, com o objetivo de majorar os valores estáticos considerados inicialmente. Os coeficientes são divididos de acordo com suas características e são detalhados a seguir.

O Coeficiente de Impacto Vertical (CIV) é relacionado à carga estática, simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores. É importante ressaltar que, de acordo com a NBR 7188 “o CIV não simula e/ou elimina a necessidade de análise dinâmica das estruturas sensíveis

e/ou de baixa rigidez, em especial estruturas de aço e estruturas estaiadas” (ABNT, 2013, p. 3). O valor de CIV é calculado da seguinte maneira:

- $CIV = 1,35$ para estruturas com vão menor do que 10 m;
- $CIV = 1 + 1,06 * (20/(Liv + 50))$ para estruturas com vão entre 10 m e 200 m.

Tal que “Liv” é o valor em metros da média aritmética dos vãos da ponte, no caso de vãos contínuos, ou do comprimento do balanço para estruturas nesta condição.

O Coeficiente do Número de Faixas (CNF) leva em conta a probabilidade de a carga móvel ocorrer em função do número de faixas de rolamento da via. O CNF é calculado através da equação:

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

Tal que “n” é o número de faixas de rolamento do trecho rodoviário, em valor inteiro, a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo - aqui não se consideram acostamentos e faixas de segurança.

Além desses, o Coeficiente de Impacto Adicional (CIA) é relacionado à majoração da carga móvel característica, a qual deve ser considerada devido às imperfeições e descontinuidades que podem estar presentes na pista de rolamento. As descontinuidades podem ser juntas de dilatação, por exemplo, ou qualquer tipo de estrutura de transição. Para obras de concreto deve-se usar CIA igual a 1,25 (ABNT, 2013, p. 5), somente junto aos apoios.

Os três coeficientes aqui apresentados foram utilizados para majorar as cargas estáticas de roda e de multidão. Os resultados majorados serão representados por “Q” para a carga de roda e “q” para a carga de multidão. As cargas majoradas “Q” e “q” a serem utilizadas então são representadas por:

- $Q = P * CIV * CNF * CIA$
- $q = p * CIV * CNF * CIA$

2.2.7 Determinação da Protensão Inicial

De acordo com Bastos (2021b) existem alguns métodos para se estimar a protensão inicial necessária e, conseqüentemente, estimar a armadura ativa necessária para se dimensionar uma viga de concreto protendido. “O ponto de partida pode ser uma determinada condição ou exigência para a peça em serviço, como uma limitação da flecha por exemplo, onde a intensidade da força de protensão, e a disposição da armadura de protensão, devem ser determinados para alcançar o objetivo” (p. 118).

O método abordado nesta parte do texto é o que foi utilizado para o dimensionamento da ponte de concreto protendido do presente trabalho. Neste método, se assume já conhecer a excentricidade de protensão.

Estimando-se a excentricidade da protensão inicial, pode-se utilizar da determinação das tensões máximas no concreto - as chamadas “tensões admissíveis” - para se estimar inicialmente a força de protensão necessária. Este método, no entanto, não garante o atendimento às condições totais de serviço, sendo necessário realizar verificações adicionais após a estimativa inicial, como, por exemplo, a verificação da capacidade da peça em relação à flexão.

Para o dimensionamento da ponte de concreto protendido deste trabalho, o procedimento utilizado foi estimar a força de protensão final da peça (força de protensão após todas as perdas de protensão), partindo-se dos Estados Limites de Serviço especificados nas exigências da NBR 6118:2014. Para se realizar esse procedimento, é necessário já ter determinado os seguintes parâmetros da ponte para cálculo:

- Carregamentos atuantes;
- Materiais utilizados;
- Tensões admissíveis do concreto;
- Seção transversal do elemento estrutural (viga longarina, neste caso);
- Excentricidade da armadura de protensão (arbitrado inicialmente);
- Nível de Protensão (determinado nos capítulos anteriores);

- Estimativa da perda de protensão total (podendo ser adotado valores entre 20% e 30% aproximadamente).

Com todos esses parâmetros pré-determinados, é possível, então, denominar a primeira estimativa para a protensão final e, conseqüentemente a protensão inicial (força de protensão antes das perdas), bem como a estimativa inicial da área de armadura ativa necessária (área da seção transversal do aço de protensão).

Os carregamentos considerados foram apresentados em 2.2.6. Para fins de cálculo, as cargas serão nomeadas da seguinte maneira:

- Mg1: Momento devido ao peso próprio;
- Mg2: Momento devido à carga permanente da laje do tabuleiro;
- Mg3: Momento devido à carga permanente adicional (revestimento asfáltico e guarda-rodas);
- Mq1: Carga variável principal (Carga móvel do Trem-Tipo);
- Mq2: Carga variável secundária. Valor nulo considerado para o dimensionamento desta ponte.

A atuação vertical das cargas apresentadas na viga longarina bi-apoiada gera esforços de tração na borda inferior da seção transversal da viga, e compressão na borda superior. Os maiores esforços acontecem nas bordas da seção transversal da viga e por isso foram usados os valores das tensões nas bordas para realizar as verificações do E.L.S. e estimar a protensão inicial necessária. Para calcular as tensões nas bordas da seção transversal, foram utilizadas a Equação 7 e a Equação 8 a seguir.

Equação 7 - Tensão na borda inferior da seção transversal devido ao momento M

$$\sigma_i = M/W_i$$

Equação 8 - Tensão na borda superior da seção transversal devido ao momento M

$$\sigma_s = M/W_s$$

Tal que:

- σ_i : Tensão na borda inferior devido ao esforço de momento fletor 'M';

- σ_s : Tensão na borda superior devido ao esforço de momento fletor 'M';
- W_i : Módulo de flexão da borda inferior da seção transversal composta do elemento estrutural;
- W_s : Módulo de flexão da borda superior da seção transversal composta do elemento estrutural;

São utilizados os parâmetros da seção T composta, visto que as verificações são feitas para a ponte em serviço, onde a viga já está atuando em conjunto com as longarinas para resistir aos esforços.

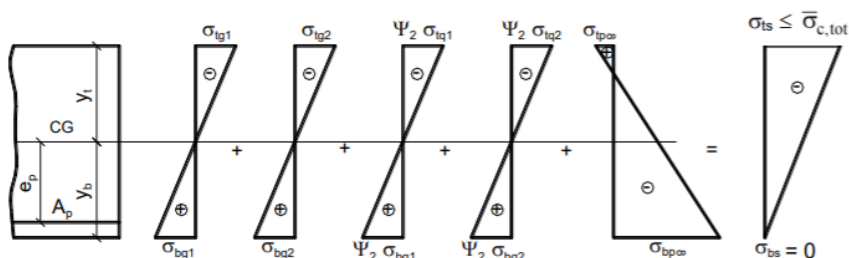
Os valores dos coeficientes de redução de carga variável (ψ_1 e ψ_2) e as combinações de ações em serviço usadas foram apresentadas no item 2.2.5.3. O tipo de protensão é a protensão limitada.

2.2.7.1 Estimativa da Área de Armadura Ativa

2.2.7.1.1 ELS-D Combinação Quase Permanente

Conforme explicado no capítulo 2.2.5.3, a soma das tensões atuantes na borda inferior da seção transversal da viga longarina deve sofrer zero esforços de tração após a aplicação da protensão no Estado Limite de Serviço de Descompressão com combinação quase permanente de ações. A ilustração da Figura 11 demonstra a atuação linear de cada um dos esforços que serão aplicados e ilustra os limites permitidos por norma.

Figura 11 - Distribuição de tensões atuantes na seção transversal no ELS-D



Fonte: BASTOS, 2021, p. 121.

Tem-se que a soma das tensões atuantes na borda inferior nessa situação, com a combinação quase permanente de ações, pode ser representada pela Equação 9, baseada na Equação 5.

Equação 9 - Somatório de tensões atuantes na seção transversal no ELS-D

$$\sum_{j=1}^m \sigma_{i,gj} + \psi_2 * \sigma_{i,q1} + \psi_2 * \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P\infty} = 0$$

Sabe-se que a tensão exercida na borda inferior pela força de protensão pode ser representada pela Equação 10.

Equação 10 - Tensão exercida pela protensão na borda inferior da seção transversal

$$\sigma_{i,P\infty} = - P_{\infty,est,A} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} + \frac{e_p}{W_i} \right)$$

Tal que:

- $P_{\infty,est,A}$: Força de protensão estimada para o tempo infinito no ELS-D;
- $A_{st,viga}$: Área da seção transversal composta da viga longarina de concreto protendido;
- e_p : Excentricidade de protensão na seção de controle analisada;
- W_i : Módulo de Flexão para a borda inferior da seção transversal composta.

Dessa forma, um primeiro valor estimado para protensão final pode ser dado pela Equação 11.

Equação 11 - Protensão final estimada através do ELS-D

$$P_{\infty,est,A} = - \sigma_{i,P\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} + \frac{e_p}{W_i} \right)^{-1}$$

Para a verificação no ELS-CE, a tensão de compressão na borda superior deve ser menor que $\sigma_{c,tot} = 0,6 * fck$. Deve-se fazer a verificação das

tensões na borda superior com a protensão final estimada “A” através da Equação 12 a seguir.

Equação 12 - Somatório de tensões atuantes na seção transversal no ELS-D

$$\sum_{j=1}^m \sigma_{s,gj} + \psi_2 * \sigma_{s,q1} + \psi_2 * \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P\infty} \leq \sigma_{c,tot}$$

Tal que o cálculo de $\sigma_{s,P\infty}$ pode ser realizado através da Equação 13.

Equação 13 - Tensão atuante na borda superior devido à protensão final estimada

$$\sigma_{s,P\infty} = -P_{\infty,est,A} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} - \frac{e_p}{W_s} \right)$$

2.2.7.1.2 ELS-F Combinação Frequente

Para o Estado Limite de Fissuração, a soma das tensões atuantes na borda inferior da seção transversal da viga longarina deve sofrer esforços de tração menores que $\alpha * f_{ct}$, conforme exemplificado pela Equação 14.

Equação 14 - Somatório de tensões atuantes na seção transversal no ELS-F

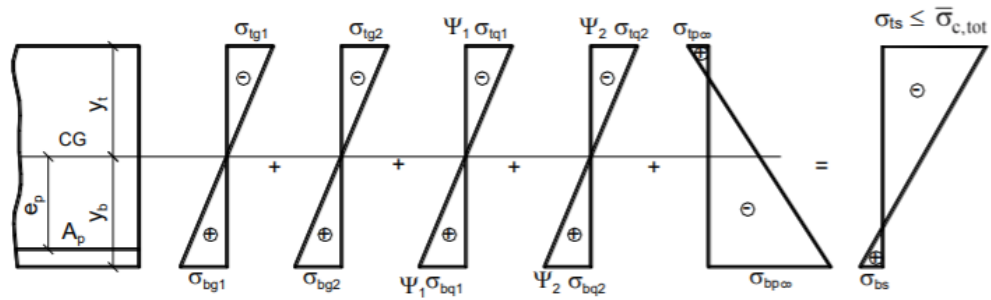
$$\sum_{j=1}^m \sigma_{i,gj} + \psi_1 * \sigma_{i,q1} + \psi_2 * \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P\infty} \leq \alpha * f_{ct}$$

Tal que:

- $\alpha = 1,2$ para Vigas com seção transversal de formato T ou duplo T;
- $f_{ct} = f_{ck}^{\frac{2}{3}}$

A variável ‘fct’ corresponde ao surgimento da primeira fissura na seção da peça analisada. A combinação de esforços atuantes no Estado Limite de Serviço de Fissuração está representada na Figura 12.

Figura 12 - Distribuição de tensões atuantes na seção transversal no ELS-F



Fonte: BASTOS, 2021b, p. 122.

A tensão devido à protensão necessária para satisfazer os limites do E.L.S-F pode ser calculada através da Equação 15.

Equação 15 - Tensão exercida pela protensão na borda inferior da seção transversal no ELS-F

$$\sigma_{i,P\infty} = (-\sigma_{i,g1} - \sigma_{i,g2} - \sigma_{i,g3} - \psi_1 * \sigma_{i,q1} - \psi_2 * \sigma_{i,q2}) + \alpha * f_{ct}$$

E a segunda protensão final estimada pode ser calculada pela Equação 16.

Equação 16 - Protensão final estimada através do ELS-F

$$P_{\infty,est,B} = -\sigma_{i,P\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} + \frac{e_p}{W_i} \right)^{-1}$$

No E.L.S-F também é necessário realizar a verificação na borda superior da viga, semelhante à verificação da borda superior feita para o E.L.S-D, através da Equação 17.

Equação 17 - Tensão atuante na borda superior devido à protensão final estimada B

$$\sigma_s = \sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi_2 * \sigma_{s,q1} + \psi_2 * \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P\infty} \leq \sigma_{c,tot}$$

Tal que:

- $\sigma_{s,P\infty} = -P_{\infty,est,B} * \left(\frac{1}{A_{st,viga}} - \frac{e_p}{W_s} \right)$

A força de protensão final estimada usada para a continuação do dimensionamento da viga é a estimativa de maior valor entre $P_{\infty,est.B}$ e $P_{\infty,est.A}$.

2.2.8 Perdas de Protensão

As forças de protensão iniciais são aquelas aplicadas pelo macaco hidráulico no ato da protensão, porém não se deve considerar esse esforço como efetivo para o dimensionamento final da ponte, visto que varia ao longo do tempo e também do eixo longitudinal da viga longarina. Para projetos de concreto protendido é necessário determinar o valor da força aplicada nas vigas em todas as etapas de verificação de dimensionamento (como, por exemplo, no ato da protensão, na colocação da laje no tabuleiro e no longo prazo em serviço), bem como nas seções transversais de controle determinadas inicialmente. As perdas de protensão devem ser consideradas para as etapas de verificações no processo de dimensionamento e podem ser separadas em duas categorias: perdas imediatas e perdas progressivas. Perdas imediatas são as perdas de força que ocorrem logo após a protensão aplicada pelo macaco hidráulico, são elas:

- Perdas por atrito;
- Perdas por acomodação das ancoragens;
- Perdas por encurtamento elástico do concreto.

As perdas progressivas ocorrem não imediatamente após a aplicação da protensão, mas ao longo do tempo, devido às ações de retração e fluência do concreto e pela própria relaxação do aço de armadura ativa. Considera-se o esforço devido à protensão no tempo infinito como o menor esforço ao longo da vida útil da obra.

2.2.8.1 Perdas Imediatas

2.2.8.1.1 Perdas por Atrito

O esforço de tração aplicado pelo macaco hidráulico nas cordoalhas de aço de protensão gera nele uma tendência de reduzir a sua curvatura inicial. Essa tendência é impedida pelo concreto adjacente às bainhas das cordoalhas e, com

isso, surgem esforços de atrito com sentido contrário à força aplicada no cabo de aço de protensão. Esse esforço de atrito estático é explicado pela Lei de Coulomb (Equação 18). O esforço de protensão inicial é então reduzido pelas perdas devido ao atrito, à medida que vai se afastando da ancoragem ativa.

Equação 18 - Lei de Coulomb

$$F_a = \mu_e * N$$

Tal que:

- μ_e : coeficiente de atrito estático entre os materiais da superfície de contato;
- N : força de reação normal ao apoio.

Conforme apresentado no item 2.2.5.4, os cabos de protensão percorrem trechos curvos e trechos retos. Nos trechos retos não há efeito de força normal no seu eixo, porém existem perdas de atrito nessas regiões devido à ondulações “parasitárias” que, de acordo com Carvalho (2012), representam desvios de trajetória como consequência da colocação das armaduras. A Equação 19 a seguir representa o esforço de protensão restante após as perdas por atrito para uma viga pós-tracionada, para um determinado ponto “ x ” do eixo da viga.

Equação 19 - Esforço de protensão restante após as perdas por atrito

$$P(x) = P_i * e^{-(\mu \cdot \Sigma\alpha + K \cdot x)}$$

Fonte: CARVALHO, 2012, apud KAESTNER, 2015.

Tal que:

- $P(x)$: Esforço de protensão restante após as perdas por atrito;
- P_i : Esforço de protensão inicial aplicado pelo macaco hidráulico;
- e : Número de Euler;
- μ : coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha;
- $\Sigma\alpha$: valor acumulado da mudança de inclinação do cabo de protensão no trecho considerado (em radianos);
- K : coeficiente de perdas devido à ondulações parasitas por metro.

Os catálogos dos fabricantes de aço para protensão normalmente apresentam os valores médios dos coeficientes μ e K . A NBR 6118:2014 indica que, na ausência do valor de “ K ” no catálogo da fabricante, recomenda-se utilizar 1% do valor do coeficiente de atrito para o valor de “ K ”.

2.2.8.1.2 Perda por Acomodação das Ancoragens

As cordoalhas de armadura ativa naturalmente possuem uma tendência ao encurtamento após a aplicação da protensão inicial com o macaco hidráulico. Dessa forma, quando o dispositivo é solto, acontece uma deformação da armadura devido a essa tendência, a qual gera uma “entrada” dos cabos de protensão. Koerich (2004) explica que as cunhas de aço que transferem o esforço para o cabo penetram nos furos da placa de ancoragem, gerando uma queda de tensão no cabo. As fabricantes da armadura ativa fornecem os valores médios dessa penetração em seus catálogos, que, por sua vez, são utilizados para calcular as perdas de protensão devido à acomodação das ancoragens.

O processo de calcular as perdas de protensão por acomodação da ancoragem consiste em:

- Determinar o ponto de equilíbrio até o qual geram-se forças de atrito contrárias (valor de “ w ”);
- Calcular a perda de protensão por acomodação nas ancoragens ($x = 0$);
- Determinar a protensão final nas ancoragens ($x = 0$);
- Interpolar linearmente os valores intermediários de protensão entre “ $x = 0$ ” e “ $x = w$ ”.

O cálculo do valor do ponto de equilíbrio (w) varia de acordo com a sua posição em relação ao traçado dos cabos. Considerando que o traçado longitudinal dos cabos de protensão apresenta um trecho parabólico e um trecho reto, o ponto de equilíbrio é calculado através da Equação 20 quando se encontrar no trecho parabólico (curvo), e através da Equação 21 quando se encontrar no trecho reto. Para saber se o ponto de equilíbrio se encontra ou não no trecho reto, basta utilizar a Equação 20 do trecho curvo e, caso o resultado seja maior que o comprimento do trecho parabólico, deve-se utilizar a Equação 21.

Equação 20 - Ponto de equilíbrio no trecho curvo (parabólico)

$$w = \sqrt{\frac{\Delta w \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p1}}$$

Fonte: CHOLFE e BONILHA, 2013, p. 149

Equação 21 - Ponto de equilíbrio no trecho reto

$$\Delta p2 \cdot w'^2 + 2 \cdot \Delta p2 \cdot a \cdot w' + (\Delta p1 \cdot a^2 - \Delta w \cdot E_p \cdot A_p)$$

Fonte: CHOLFE e BONILHA, 2013, p. 149

Tal que:

- w : Ponto de equilíbrio para perdas de acomodação por ancoragem;
- Δw : Acomodação da ancoragem, determinado experimentalmente;
- E_p : Módulo de elasticidade do aço de protensão;
- A_p : Área da seção transversal do aço de protensão;
- $\Delta p1$: Variação da tensão após perdas por atrito no comprimento do trecho parabólico. Calculado pela Equação 23;
- $\Delta p2$: Variação da tensão após perdas por atrito no comprimento do trecho reto. Calculado pela Equação 23;
- a : Comprimento do trecho parabólico;
- $w' = w - a$: Posição do ponto de equilíbrio no trecho reto.

Equação 22 - Variável acessória para cálculo do ponto de equilíbrio no trecho reto

$$\Delta p1 = \frac{Pi - Pa(a)}{a}$$

Fonte: CHOLFE e BONILHA, 2013, p. 149

Equação 23 - Variável acessória para cálculo do ponto de equilíbrio no trecho reto

$$\Delta p2 = \frac{Pa(a) - Pa(L/2)}{L/2 - a}$$

Fonte: CHOLFE e BONILHA, 2013, p. 149

Tal que:

- $Pa(x)$: Protensão após perdas de atrito no ponto "x";

- L : Comprimento da longarina protendida;

O gráfico resultante da força de protensão após as perdas por atrito e acomodação das ancoragens é simétrico em relação ao eixo da viga, quando a protensão é aplicada nas duas extremidades da viga, como é o caso da viga longarina que está sendo dimensionada.

2.2.8.1.3 Perda por Encurtamento Imediato do Concreto

A aplicação do pré-alongamento no cabo de protensão da viga gera um efeito de “afrouxamento” nos cabos protendidos anteriormente, efeito esse que se propaga até o penúltimo cabo que será protendido. Devido a esse efeito relacionado ao encurtamento imediato do concreto, é utilizada uma aproximação para a perda de protensão do cabo equivalente, representada na Equação 24 a seguir.

Equação 24 - Perda de tensão na armadura ativa devida ao encurtamento elástico do concreto

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

Tal que:

- α_p : Relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e o módulo de elasticidade do concreto (E_p/E_{ci});
- $\sigma_{c,p}$: Tensão atuante no centro de gravidade da armadura devida à protensão simultânea dos cabos. Para se calcular essa tensão é utilizado o valor do esforço de protensão após as perdas por atrito e por acomodação das ancoragens;
- $\sigma_{c,g}$: Tensão no centro de gravidade da armadura de protensão devida à carga permanente mobilizada pela protensão, ou seja, ao peso próprio da viga;
- n : Número de cabos de protensão utilizados.

A perda de protensão devida ao encurtamento do concreto é dada pela Equação 25.

Equação 25 - Perda de protensão devida ao encurtamento elástico do concreto

$$\Delta P_{\text{encurtamento elástico}} = \Delta \sigma_p \cdot A_p$$

2.2.8.2 Perdas Progressivas

2.2.8.2.1 Perda por Retração + Fluência

As perdas de protensão por retração se devem ao fato de que o concreto sofre variações dimensionais ao ser colocado em um ambiente com variações na umidade. O concreto, como muitos materiais, se expande quando fica mais úmido e se retrai quando fica menos úmido. Vários fatores influenciam a intensidade da retração do concreto quando submetido à secagem. Entre eles podem ser mencionados:

- a geometria da peça;
- o tipo de cimento utilizado;
- o tipo de agregado utilizado;
- a dosagem empregada;
- o método de cura aplicado após a concretagem;
- a umidade relativa do ambiente.

O efeito de retração gera uma perda de protensão nas peças de concreto protendido, devido às deformações normais de encurtamento que ocorrem, provocando um afrouxamento nas armaduras de protensão e, conseqüentemente, diminuindo a sua força de protensão.

A retração do concreto depende principalmente, segundo a NBR 6118:2014, da umidade relativa do ambiente, da consistência do concreto no lançamento e da espessura fictícia da peça. A fórmula que representa a deformação por retração do concreto no intervalo de tempo entre “t” e “t0” é a Equação 26 a seguir.

Equação 26 - Deformação devido à retração no concreto

$$\varepsilon_{c,s(t,t0)} = \varepsilon_{c,s,\infty} * (\beta_{s,t} - \beta_{s,t0})$$

Tal que:

- $\varepsilon_{c,s,\infty}$: é o valor final da deformação por retração, resultado do produto entre o coeficiente ε_{1s} (dependente da consistência do concreto utilizado e da

umidade do ambiente), e o coeficiente ε_{2s} (relacionado à espessura fictícia da peça).

- $\beta_{s,t}$ e β_{s,t_0} : coeficiente de retração no instante t e t₀, respectivamente.

Para calcular a retração do concreto é, então, necessário calcular os coeficientes ε_{1s} e ε_{2s} através da Equação 27 e da Equação 28, respectivamente.

Equação 27 - Coeficiente de retração ε_{1s}

$$10^4 \cdot \varepsilon_{1s} = -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1.590}, \text{ para abatimentos de 5 a 9 cm e } U \leq 90\%.$$

Equação 28- Coeficiente de retração ε_{2s}

$$\varepsilon_{2s} = \frac{(33+2 \cdot h_{fic})}{(20,8+3 \cdot h_{fic})}, \text{ com } h_{fic} \text{ (espessura fictícia) em centímetros.}$$

A espessura fictícia da peça é um parâmetro auxiliar de cálculo necessário para determinar os valores de ' ε_{2s} ' e ' $\beta_{s,t}$ ', e, conseqüentemente, para determinar o valor da retração final desejado. A fórmula para determinar a espessura fictícia da peça é determinada pela Equação 29:

Equação 29 - Espessura fictícia da peça de concreto

$$h_{fic} = \gamma * \frac{(2 * A_{st})}{\mu_{ar}}$$

Tal que:

- γ : Coeficiente relativo à umidade do ambiente, determinado pela NBR 6118:2014 (representado na Figura 13);
- A_{st} : Área da seção transversal da viga;
- μ_{ar} : Perímetro da seção transversal da viga em contato com a atmosfera.

Figura 13 - Tabela de valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	Umidade U %	Fluência φ_{1c} ^{a, c}			Retração $10^4 \varepsilon_{1s}$ ^{b, c}			γ^d
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0

^a $\varphi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90$ %.
^b $10^4 \varepsilon_{1s} = - 8,09 + (U/15) - (U^2/ 2 284) + (U^3/ 133 765) - (U^4/ 7 608 150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40 \% \leq U \leq 90$ %.
^c Os valores de φ_{1c} e ε_{1s} para $U \leq 90$ % e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25 % menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25 % maiores.
^d $\gamma = 1 + \exp(- 7,8 + 0,1 U)$ para $U \leq 90$ %.

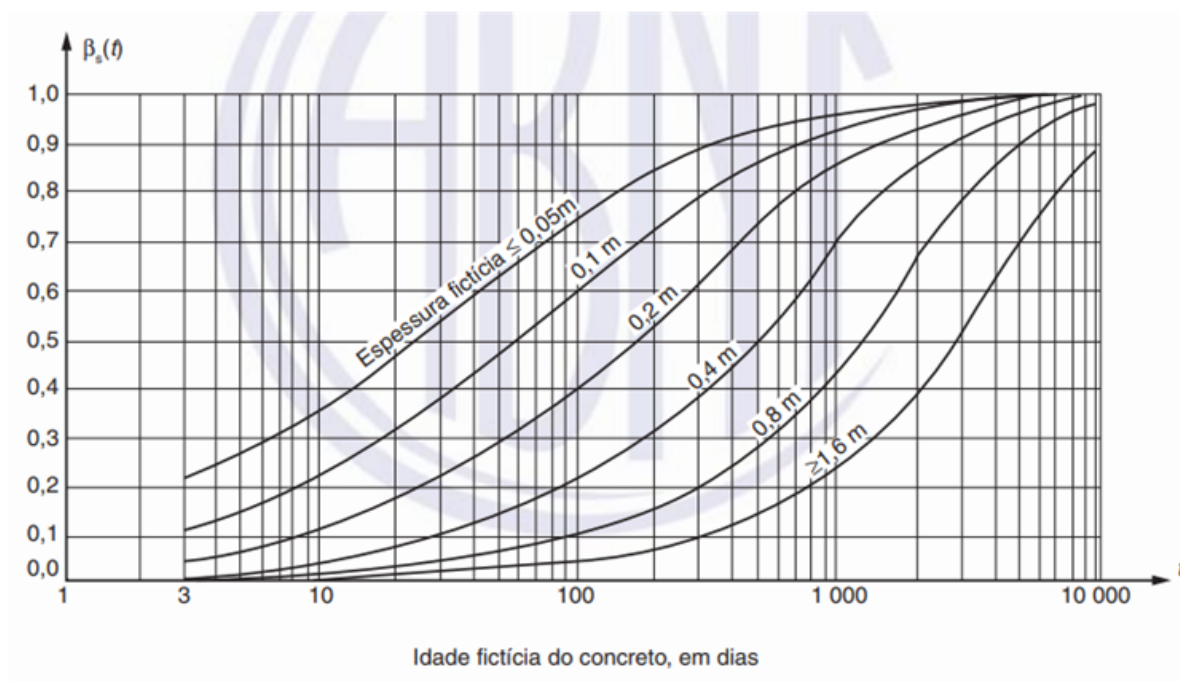
NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.

NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

Fonte: NBR 6118:2014, p. 212.

Para se determinar os valores de ' $\beta_{s,t}$ ', é utilizado o gráfico do coeficiente em relação à idade fictícia do concreto da NBR 6118:2014, representado na Figura 14.

Figura 14 - Variação de $\beta_s(t)$



Fonte: NBR 6118:2014, p. 213.

O último parâmetro necessário para se calcular a retração do concreto é a idade fictícia do concreto, utilizado para os cálculos relacionados a 't' e 't₀' apresentados neste capítulo. A idade fictícia pode ser calculada através da Equação 30.

Equação 30 - Idade fictícia

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \Delta t_{ef,i}$$

Fonte: NBR 6118:2014, p. 213.

Tal que:

- t: é a idade fictícia, expressa em dias. 't' é usado para expressar a idade fictícia do concreto em que se deseja calcular as perdas de protensão, e 't₀' para expressar a idade fictícia do concreto em que o efeito da retração começa a ser considerado;
- α: é o coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento. Na falta de dados experimentais, permite-se o emprego dos valores constantes na Tabela A.2 da NBR 6118:2014, aqui representada na Figura 15;

- T_i : Temperatura média diária do ambiente, expressa em graus Celsius ($^{\circ}\text{C}$);
- $\Delta t_{ef,i}$: período no qual a temperatura média diária do ambiente, T_i , pode ser admitida constante. Valor expresso em dias.

Figura 15 - Tabela com valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	
Legenda: CP I e CP I-S – Cimento Portland comum CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto CP III – Cimento Portland de alto forno CP IV – Cimento Portland pozolânico CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)		

Fonte: NBR 6118:2014, p. 214.

As perdas de protensão devido à fluência do concreto são consequência da atuação das tensões no concreto ao longo do tempo, resultando numa deformação imediata no momento em que o concreto é submetido às tensões e também numa deformação lenta porém contínua após essa deformação imediata inicial. A deformação rápida (imediate) ocorre durante as primeiras 24 horas após a aplicação da carga que originou a tensão responsável e é irreversível. Já a deformação lenta é composta por duas parcelas: uma irreversível e outra reversível.

Para se determinar a deformação devido à fluência e, conseqüentemente, as perdas de protensão devido às ações da fluência do concreto, é preciso calcular o coeficiente de fluência (ψ), com a Equação 31.

Equação 31 - Cálculo do coeficiente de fluência

$$\varphi_{\infty} = \varphi_a + \varphi_f + \varphi_d$$

Tal que:

- φ_a : Coeficiente de deformação rápida irreversível;
- φ_f : Coeficiente de deformação lenta irreversível;
- φ_d : Coeficiente de deformação lenta reversível.

O cálculo dos coeficientes de deformação devido à fluência φ_a , φ_f e φ_d do concreto estão apresentados nas equações a seguir.

O coeficiente φ_a pode ser calculado pela Equação 32 ou Equação 33, dependendo da classe de concreto escolhida para o elemento estrutural que está sendo dimensionado (NBR 6118:2014).

Equação 32 - Cálculo coeficiente de fluência 'a'

$$\varphi_a = 0,8 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right], \text{ para concretos de classes C20 a C45.}$$

Equação 33 - Cálculo coeficiente de fluência 'a'

$$\varphi_a = 1,4 \left[1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)} \right], \text{ para concretos de classes C50 a C90.}$$

Tal que $\frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}$ é a função do crescimento da resistência do concreto com a idade.

O coeficiente φ_f pode ser calculado pela Equação 34 ou Equação 35, dependendo da classe de concreto escolhida para o elemento estrutural que está sendo dimensionado (NBR 6118:2014).

Equação 34 - Cálculo coeficiente de fluência 'f'

$$\varphi_f = \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}, \text{ para concretos de classes C20 a C45}$$

Equação 35 - Cálculo coeficiente de fluência 'f'

$$\varphi_f = 0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c}, \text{ para concretos de classes C50 a C90}$$

Tal que:

- φ_{1c} é o coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente U e da consistência do concreto dada pela Tabela A.1 da NBR 6118:2014;

- $\varphi_2 = \frac{42+h_{fic}}{20+h_{fic}}$ é o coeficiente dependente da espessura fictícia h_{fic} da peça, definida no item A.2.4 da NBR 6118:2014;

φ_d é o valor final do coeficiente de deformação lenta reversível que é considerado igual a $0,4 * \beta_d(t)$.

Tal que:

- $\beta_d(t)$: Coeficiente relativo à deformação lenta reversível, calculado em função do tempo decorrido após o carregamento. Determinado pela Equação 36.

Equação 36 - Cálculo de $\beta_d(t)$

$$\beta_d(t) = \frac{t-t_0+20}{t-t_0+70}$$

A Equação 37, retirada das recomendações do CEB FIP 78 - Anexo E (CHOLFE; BONILHA, 2013), serve para calcular as perdas totais por retração e fluência. A equação representa a “Fórmula derivada do método da tensão média” e resulta numa aproximação precisa das perdas finais resultantes dos efeitos conjuntos da retração e fluência do concreto protendido. A fórmula retratada também é utilizada e recomendada por Cholfe e Bonilha (2013).

Equação 37 - Fórmula derivada do método da tensão média

$$\Delta\sigma_{P,c+s}(t, t_0) = \frac{[\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{c,P0} + \sigma_{c,g}) + \alpha_p \cdot \Sigma_i [\Delta\sigma_{c,gi} \cdot \varphi(t, t_i)]]}{\left[1 - \alpha_p \cdot (\sigma_{c,P0} / \sigma_{pi}) \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t, t_0)}{2}\right)\right]}$$

Fonte: CHOLFE; BONILHA, 2013, p. 182.

Tal que:

- $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$: Deformação por retração do concreto no intervalo t, t0;
- E_p : Módulo de elasticidade do aço de protensão;
- α_p : Relação entre o módulo de elasticidade do aço de protensão e o módulo de elasticidade do concreto;
- $\varphi(t, t_0)$: Coeficiente de fluência para o intervalo t, t0;

- σ_{cP0} : Tensão inicial no concreto na fibra da armadura de protensão, devida à protensão aplicada no instante t_0 (descontando as perdas imediatas);
- $\sigma_{c,g}$: Tensão no concreto na fibra da armadura de protensão, devida às ações permanentes atuantes na protensão (peso próprio, nesse caso), no instante t_0 ;
- $\Sigma\Delta\sigma_{c,gi}$: Somatório das tensões no concreto na fibra da armadura de protensão, devidas aos carregamentos permanentes aplicados nas idades 'ti' correspondentes;
- $\varphi(t, t_i)$: coeficientes de fluência para os intervalos entre t e t_i ;
- σ_{pi} : Tensão inicial da armadura de protensão.

2.2.8.2.2 Perda por Relaxação das Armaduras

Após a protensão, o aço protendido perde parte da sua tensão devido ao processo de relaxação do material, que deforma-se com a tensão aplicada. A relaxação é um processo natural que ocorre a partir do instante em que o cabo de aço é estirado para protensão. A perda da força de protensão gerada é maior quanto maior é a diferença entre a tensão de estiramento no aço e o valor de $0,5 \cdot f_{ptk}$ do material.

Um dos fatores que influenciam o processo de relaxação é o da classe do aço de protensão escolhido. Existem duas classes disponíveis no mercado: o aço de Relaxação Baixa (RB) e o aço de Relaxação Normal (RN). O aço RB está sujeito a somente 25% da intensidade do efeito de relaxação do aço RN.

Para se calcular as perdas devido à relaxação, é necessário determinar o coeficiente de relaxação dos fios e cordoalhas utilizados. A NBR 6118:2014 apresenta valores médios experimentais do coeficiente de relaxação para determinadas tensões iniciais (Figura 16). Para calcular valores intermediários, a norma recomenda fazer interpolação linear. É admitido que não haja perda de protensão por relaxação para tensões inferiores a $0,5 \cdot f_{ptk}$.

Figura 16 - Tabela de valores de Ψ_{1000} em porcentagem

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

Fonte: NBR 6118:2014, p. 32.

O coeficiente $\psi(t, t_0)$ representado na Equação 38 representa a intensidade da perda da protensão por relaxação do aço.

Equação 38 - Perda da protensão por relaxação em relação à protensão inicial

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}}$$

Tal que:

- $\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$: Perda total de protensão devido à relaxação pura do aço desde o instante t_0 (momento do estiramento do aço) até instante t considerado para cálculo;
- σ_{pi} : Tensão na armadura de protensão inicial.

A relação entre $\psi(t, t_0)$ e ψ_{1000} pode ser representada pela Equação 39.

Equação 39 - Relação entre $\psi(t, t_0)$ e ψ_{1000}

$$\psi(t, t_0) = \psi_{1000} \left(\frac{t-t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

Se estiver sendo considerado tempo infinito para o cálculo de $\psi(t, t_0)$, pode se considerar a seguinte Equação 40 aproximada para a relação entre $\psi(t, t_0)$ e ψ_{1000} .

Equação 40 - Relação aproximada entre $\psi(t_\infty, t_0)$ e ψ_{1000}

$$\psi(t_\infty, t_0) \simeq 2,5\psi_{1000}$$

Para calcular a perda das forças de protensão devido à relaxação pura basta primeiro utilizar a Equação 41 para achar o valor da perda de tensão por relaxação $\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$, e multiplicar o valor encontrado pela área de armadura ativa, conforme a Equação 42.

Equação 41 - Perda de tensão de protensão por relaxação pura

$$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0) = \sigma_{pi} * \psi(t, t_0)$$

Equação 42 - Perda de força de protensão por relaxação pura

$$\Delta P_{pr}(t, t_0) = \Delta\sigma_{pr}(t, t_0) * A_p$$

Tal que:

- $\Delta P_{pr}(t, t_0)$: Perda das forças de protensão devido à relaxação pura;
- A_p = Área da seção transversal da armadura ativa.

As perdas de protensão por relaxação pura, no entanto, representam as perdas de protensão em um ambiente controlado de laboratório sob temperatura e tensão constantes, diferente do ambiente de obra. Na construção, o aço de protensão é sujeito à alterações de temperatura, deformações prévias, fluência e retração do concreto, alterações nas cargas atuantes, entre outros fatores. Para se estimar a perda real de protensão da armadura por relaxação do aço, pode-se utilizar a fórmula da perda de protensão por relaxação relativa representada na Equação 43.

Equação 43 - Perda de protensão por relaxação relativa

$$\Delta\sigma_{p,rel} = \Delta\sigma_{pura} * \left(1 - \frac{(\Delta\sigma_{p,c,s})}{\sigma_{p,i}}\right)$$

Tal que:

- $\Delta\sigma_{p,c,s}$: Perda de protensão devido à retração e fluência do concreto;
- $\Delta\sigma_{p,rel}$: Perda de protensão devido à relaxação relativa do aço.

2.2.9 Estados Limites

2.2.9.1 ELS

A NBR 6118:2014 define Estados Limites de Serviço 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. (ABNT, 2014, p. 55).

Pode-se definir, então, que, quando a estrutura alcança algum dos limites determinados pelo Estado Limite de Serviço, a estrutura não está necessariamente comprometida em relação à sua capacidade estrutural ou à sua capacidade de resistência dos esforços, porém a estrutura nesse estado não consegue mais oferecer condições de conforto e durabilidade suficientes para sua usabilidade. Para o dimensionamento das longarinas de concreto protendido foram realizadas as verificações no ELS-F e no ELS-D. As tensões atuantes de serviço em nenhum momento ultrapassaram o limite de $f_{ctk_{inf}}$ (resistência característica inferior à tração do concreto) e por isso não se fez necessário realizar as verificações no ELS-W (Estado Limite de abertura de fissuras).

O processo de cálculo e verificação dos Estados Limites de Serviço utilizados para o dimensionamento da ponte de concreto protendido foram explicados passo-a-passo no item 2.2.7.

A seguir são apresentados os Estados Limites de Serviço que foram utilizados para realizar as verificações da ponte com longarinas de concreto protendido dimensionada no presente trabalho.

2.2.9.1.2 ELS-F:

A NBR 6118:2014 define o Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F) como “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 $f_{ct,f}$ ” (p. 5), tal que $f_{ct,f}$ é a resistência do concreto à tração na flexão.

2.2.9.1.4 ELS-D

A NBR 6118:2014 define o Estado Limite de Descompressão (ELS-D) como “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” (p. 5).

2.2.9.2 ELU

A NBR 6118:2014 define Estados Limites Último como “o estado-limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura” (p. 4).

O Estado Limite Último é, então, responsável por realizar as verificações relacionadas à ruína estrutural da peça dimensionada, verificando situações em que o elemento estrutural não é mais capaz de realizar o objetivo pelo qual foi construído.

O dimensionamento de peças de concreto protendido pode se iniciar tanto com as verificações dos Estados Limites de Serviço quanto com as verificações do Estado Limite Último para se estimar a protensão inicial necessária. Para o dimensionamento da ponte do presente trabalho, foram utilizadas as verificações dos Estados Limites de Serviço.

Após os cálculos necessários restantes para o processo de dimensionamento, é necessário realizar as verificações para os estados limites. As verificações dos Estados Limites de Serviço foram apresentadas no capítulo 2.3.7.1. As verificações para o Estado Limite Último são relacionadas à resistência à flexão e ao cisalhamento.

2.2.9.2.1 Flexão

Para se fazer as verificações em relação à flexão no E.L.U., é necessário seguir as seguintes etapas:

1. Calcular a deformação de pré-alongamento (deformação devida ao encurtamento imediato do concreto somado à deformação devida à tensão de protensão inicial);
2. Determinar através de tentativas a tensão na armadura, supondo inicialmente que a ruptura ocorre nos domínios 3 ou 4;
3. Calcular a distância da linha neutra na seção transversal de controle;
4. Calcular a deformação na armadura e no concreto ao nível da armadura;
5. Conferir se a armadura se encontra nos domínios 3 ou 4 supostos inicialmente;
6. Calcular a deformação total na armadura ativa;
7. Calcular a tensão na armadura devida à protensão; para, finalmente,
8. Calcular o Momento Fletor Resistente de cálculo (M_{rd}) e comparar com o Momento Solicitante Resistente de cálculo (M_{sd}).

Algumas hipóteses precisam ser assumidas para continuar este processo em relação à flexão. É considerado que o comportamento do concreto protendido é análogo ao comportamento do concreto armado em relação à resistência à flexão. É preciso também desconsiderar a resistência à tração do concreto, levando em conta apenas a resistência do aço para a região tracionada da seção transversal analisada. Outras considerações importantes de cálculo:

- Assume-se a hipótese de Navier onde as seções planas da peça permanecem planas após a aplicação de carregamento;
- Assume-se os domínios de deformação do concreto armado no Estado Limite Último como os mesmos domínios de deformação para o concreto protendido no Estado Limite Último;
- Assume-se a existência de um pré-alongamento não nulo na armadura de protensão devida ao esforço aplicado pelo macaco de protensão.

A deformação devida ao encurtamento elástico imediato do concreto, representado por $\varepsilon_{cd,enc}$, pode ser calculada através da Equação 44.

Equação 44 - Encurtamento imediato do concreto

$$\varepsilon_{cd,enc} = \frac{1}{E_{cs}} * \frac{(P_d)}{A_{st,viga}} + \frac{\{P_d * e_p^2\}}{I_c}$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 216.)

A deformação devida à tensão de protensão inicial é calculada pela Equação 45.

Equação 45 - Deformação devida à protensão

$$\varepsilon_{pd,inic} = \frac{P_d}{\{E_p * A_p\}}$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 216.)

A linha neutra pode ser calculada através da Equação 46, caso seja considerada como seção retangular, ou através da Equação 47, caso seja necessário considerar a seção transversal da viga como seção de viga T - que é o caso das vigas longarinas protendidas desta monografia. O valor de σ_{pd} para a primeira tentativa de cálculo é o valor de f_{pyd} .

Equação 46 - Linha neutra na mesa da viga

$$x = \frac{\{\sigma_{pd} * A_p\}}{\{0,85 * f_{cd} * 0,8 * b_f\}}$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 218.)

Equação 47 - Linha neutra na alma da seção T

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

Fonte: BASTOS (2021, p. 220.)

A deformação no nível da armadura é calculada através da Equação 48 a seguir.

Equação 48 - Deformação no nível da armadura

$$\varepsilon_{pd,ult} = \varepsilon_{cd} * \left(\frac{\{dp - x\}}{x} \right)$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 216.)

Com todos os valores acessórios de deformação calculados, pode-se calcular a deformação total na armadura de protensão com a Equação 49.

Equação 49 - Deformação total na armadura de protensão

$$\varepsilon_{pd,tot} = \varepsilon_{pd,inic} + \varepsilon_{cd,enc} + \varepsilon_{pd,ult}$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 216.)

É possível, então, calcular a tensão de cálculo na armadura devido à protensão pela Equação 50.

Equação 50 - Tensão de cálculo na armadura devido à protensão

$$\sigma_{pd,final} = \frac{\varepsilon_{pd,tot}}{\varepsilon_{pyd}} * f_{pyd}$$

O cálculo do momento fletor resistente de cálculo (M_{rd}) é, então, denominado pela Equação 51 para seções T, e pela Equação 52 para seções retangulares.

Equação 51 - Momento resistente de cálculo para L.N. na alma da seção T

$$M_{Rd} = 0,85 * f_{cd} * (b_f - b_w) * h_f * (0,4 * x - 0,5 * h_f) + \sigma_{pd,final} * A_p * (dp - 0,4 * x)$$

Fonte: BASTOS (2021b, p. 220.)

Equação 52 - Momento resistente de cálculo para L.N. na mesa da viga

$$M_{Rd} = \sigma * A * p * (dp - 0.4 * x)$$

Fonte: BASTOS (2021, p. 219.)

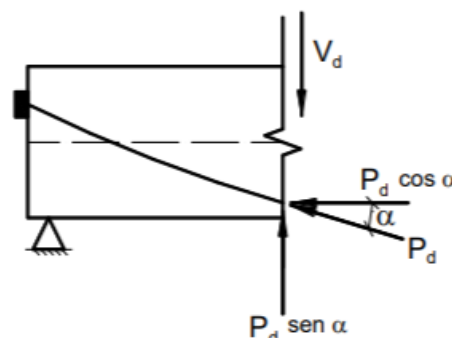
Essa verificação no E.L.U. para flexão deve ser realizada tanto para o tempo infinito quanto para o momento da viga no ato da protensão.

2.2.9.2.2 Cisalhamento

O traçado longitudinal dos cabos de protensão apresentam curvaturas, conforme explicado no item 2.2.5.4. Isso significa que os esforços de protensão gerados pelos cabos atuam em ângulo, gerando uma parcela da força na horizontal e outra parcela na vertical, isto é, um esforço cortante. Esse efeito está exemplificado na Figura 17.

Figura 17 - Esforços cortantes na viga protendida

$$V_{sd} = V_d - P_d \text{ sen } \alpha$$



Fonte: BASTOS (2021b, p. 248.)

A protensão também naturalmente gera esforços de compressão, diminuindo os esforços de tração na alma. A ação desses efeitos resulta numa menor quantidade de armadura transversal necessária (BASTOS, 2021) e é necessário levá-los em conta ao realizar a verificação no E.L.U. em relação ao cisalhamento.

De acordo com a norma NBR 6118:2014, o elemento estrutural estará verificado no E.L.U. em relação ao cisalhamento quando as seguintes condições forem satisfeitas:

- $V_{Sd} \leq V_{Rd2}$;
- $V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$;

Tal que:

- V_{Sd} : Força cortante de cálculo na seção analisada;
- V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de concreto comprimidas. Calculado de acordo com o modelo I ou modelo II de verificação definido pela norma NBR 6118:2014;
- V_{Rd3} : Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais de concreto tracionadas. Calculado de acordo com o modelo I ou modelo II de verificação definido pela norma NBR 6118:2014;
- V_c : Parcela da força cortante absorvida por mecanismos complementares ao modelo da treliça;
- V_{sw} : Parcela da força cortante resistida pela armadura transversal dimensionada.

Os modelos de cálculo I e II para verificação de resistência ao cisalhamento recomendados pela norma são baseados na “Analogia de Treliça Clássica de Ritter-Mörsch” que, de acordo com Kaestner (2015, p. 138)

considera que há na viga de concreto um banzo superior comprimido (formado pela zona comprimida de concreto e a armadura de compressão, caso exista), um banzo inferior tracionado (composto pela armadura de flexão), diagonais comprimidas de concreto (que compõem as bielas de compressão) e as diagonais tracionadas (compostas pela armadura transversal, a ser dimensionada).

O modelo de cálculo utilizado para dimensionar a armadura transversal da viga protendida foi o Modelo I, visto que é o método de cálculo mais conservador entre os dois modelos pois considera um ângulo fixo de 45° para a inclinação das bielas de compressão - apesar de ser documentado que estes valores geralmente são menores (BASTOS, 2021a). Ambos os modelos permitem que a armadura transversal esteja inclinada com um ângulo entre 45° e 90° em relação ao eixo longitudinal da viga. Para a viga protendida foram considerados 90° de inclinação dos estribos (estribos verticais).

2.2.9.2.2.1 Verificação da compressão nas bielas de concreto

O primeiro passo consiste em verificar a compressão nas bielas de concreto, condição que se satisfaz quando V_{sd} é menor que V_{Rd2} . Para se calcular V_{Rd2} no Modelo I, utiliza-se a Equação 53.

Equação 53 - V_{Rd2}

$$V_{rd2} = 0,27 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) * f_{cd} * b_w * d$$

Determina-se, então, as parcelas da força cortante absorvidas pelos mecanismos complementares de treliça através da Equação 54, e pela armadura transversal através da Equação 55.

Equação 54- Parcela da força cortante absorvida pelos mecanismos de treliça

$$V_c = V_{co} \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,máx}}\right) \leq 2 * V_{co}$$

Equação 55 - Parcela da força cortante absorvida pela armadura transversal

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

V_{co} pode ser calculado pela Equação 56.

Equação 56 - V_{co}

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

Tal que:

- d : altura útil da seção de controle;
- f_{ck} : Resistência à compressão característica do concreto;
- f_{cd} : Resistência à compressão de cálculo do concreto;
- f_{ctd} : Resistência à tração de cálculo do concreto;
- b_w : Menor largura da seção da viga, ao longo de sua altura útil. Para as peças protendidas cujas bainhas injetadas possuem diâmetro maior que

$b_w/8$, deve ser calculado 'bw,efetivo' que é o valor de bw descontado metade da largura ocupada pelas bainhas;

- f_{ywd} : Tensão de escoamento de cálculo do aço da armadura transversal;
- M_0 : Momento fletor que anula a tensão normal na borda mais comprimida. Calculado pela Equação 57;
- $M_{Sd,máx}$: Momento fletor de cálculo máximo na seção de controle;
- $M_{d,máx}$: Momento fletor de cálculo máximo devido às forças normais consideradas para o cálculo de V_{sd} . Não se devem incluir os momentos fletores originados destas forças normais consideradas.

Equação 57 - Fórmula de M_0

$$M_0 = \frac{(y_p * P_{\infty} + y_f * N_{g+q}) * W_i}{A_{st,viga} + y_p * P_{\infty} * e_p}$$

Com a parcela das forças cortantes absorvidas pelos mecanismos de treliça calculados, pode-se determinar a parcela a ser absorvida pela armadura transversal (V_{sw}).

A armadura mínima para estribo vertical (ângulo em relação ao eixo longitudinal igual a 90°) e classe de aço CA-50 pode ser calculada pela Equação 58. Para calcular a armadura transversal, deve ser utilizada a Equação 59.

Equação 58 - Armadura transversal mínima

$$A_{sw,min} = \frac{20 * f_{ctm} * b_w}{f_{ywk}}$$

Equação 59 - Armadura transversal para V_{sw} calculado

$$\frac{A_{sw,90}}{s} = \frac{V_{sw}}{39,2 * d}$$

Tal que:

- $A_{sw,min}$ e $\frac{A_{sw,90}}{s}$ são dadas em cm^2/m ;
- b_w é dada em cm.

2.2.9.2.3 Fadiga

A atuação do trem-tipo sobre o tabuleiro da ponte configura uma solicitação dinâmica, de acordo com a NBR 6118:2014, que acontece de maneira repetida e contínua ao longo da vida útil da estrutura. Este sistema gera modificações permanentes na estrutura interna que crescem de maneira progressiva.

Para verificar se a estrutura suporta a fadiga causada pela ação dinâmica das cargas móveis, é necessário verificar se a condição apresentada na Equação 60 se satisfaz.

Equação 60 - Verificação da armadura em relação à fadiga

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

Tal que:

- $\gamma_f = 1$ para combinação em serviço;
- $\Delta\sigma_s$: Variação de tensão na armadura;
- $\Delta f_{sd,fad}$: Limite de variação de tensão de cálculo na armadura.

A Equação 60 foi utilizada para realizar a verificação em relação à fadiga para as armaduras longitudinais e armaduras transversais. A NBR 6118:2014 recomenda utilizar $2 \cdot 10^6$ ciclos de aplicação de carga e combinação frequente de ações com $\psi_1 = 0,5$ para realizar os cálculos.

A Figura 18 representa a tabela da NBR 6118:2014 que apresenta os limites de variação de tensão em relação à fadiga por armadura de aço a ser verificada. Desta tabela podem-se retirar os valores limites de fadiga para os estribos da armadura transversal e para os cabos de protensão.

Figura 18 - Limites de variação de tensão para verificação de fadiga

Armadura passiva, aço CA-50									
Valores de $\Delta f_{sd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos									
Caso	ϕ								Tipo^b
	mm								
	10	12,5	16	20	22	25	32	40	
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25 \phi$	190	190	190	185	180	175	165	150	T ₁
Barras retas ou dobradas com: $D < 25 \phi$ $D = 5 \phi < 20 \text{ mm}$ $D = 8 \phi \geq 20 \text{ mm}$	105	105	105	105	100	95	90	85	T ₁
Estribos $D = 3 \phi \leq 10 \text{ mm}$	85	85	85	–	–	–	–	–	T ₁
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65	T ₄
Barras soldadas (incluindo solda por ponto ou das extremidades) e conectores mecânicos	85	85	85	85	85	85	85	85	T ₄
Armadura ativa									
Caso	Valores de $\Delta f_{pd,fad,min}$, para 2×10^6 ciclos								
	MPa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reto	150								T ₁
Pós-tração, cabos curvos	110								T ₂
Cabos retos	150								T ₁
Conectores mecânicos e ancoragens (caso de cordoalha engraxada)	70								T ₃
^a Admite-se, para certificação de processos produtivos, justificar os valores desta Tabela em ensaios de barras ao ar. A flutuação de tensões deve ser medida a partir da tensão máxima de 80 % da tensão nominal de escoamento e frequente de 5 Hz a 10 Hz. ^b Ver Tabela 23.3.									

Fonte: NBR 6118:2014, p. 197.

Para calcular a variação de tensão na armadura longitudinal, deve-se utilizar a Equação 61 a seguir.

Equação 61 - Verificação da armadura em relação à fadiga

$$\Delta \sigma_s \leq \Delta \sigma_c \cdot \alpha$$

Tal que:

- $\Delta \sigma_c$: Tensão no centro geométrico causada pela parcela das cargas devido às cargas móveis (calculado utilizando W_{cg});

- α : Relação entre o módulo de elasticidade do aço e do concreto para correção entre os diferentes materiais. A norma recomenda utilizar $\alpha = 10$.

Para calcular a tensão na armadura transversal deve-se utilizar a Equação 62. A variação para cada seção deve ser calculada com base na envoltória do diagrama de esforços cortantes devido à carga móvel, calculando os valores da tensão para esforços cortantes mínimos e máximos e determinando a diferença entre eles para obter o $\Delta\sigma_s$ final para a seção transversal.

Equação 62 - Verificação da armadura em relação à fadiga

$$\sigma_{sw} \leq \frac{V-0,5 \cdot Vc}{0,9 \cdot d} \cdot \frac{s}{Asw}$$

2.2.10 Armadura Final

A armadura ativa é dimensionada de acordo com os critérios de estimativa e verificação de protensão no E.L.S. e E.L.U., de acordo com os capítulos anteriores, e parte da armadura passiva foi dimensionada durante a verificação ao cisalhamento no E.L.U., no capítulo 2.2.9.2.2. As próximas etapas consistem em dimensionar as armaduras passivas restantes necessárias para a construção da viga, sendo elas:

- Armadura de pele: Armadura longitudinal destinada a minimizar a fissuração por tração da viga;
- Armadura de costura de mesa: Armadura com objetivo de distribuir os esforços da viga com a laje contribuinte, de modo a garantir a solidarização das parcelas de resistência destes elementos;
- Armadura Longitudinal: Armadura longitudinal passiva destinada a resistir esforços de tração e momentos fletores na viga.

2.2.10.1 Armadura de pele

Vigas com mais de sessenta centímetros de altura precisam ser dimensionadas e construídas com armadura de pele. Os requerimentos dos parâmetros da armadura de pele definidos pela NBR 6118:2014 são:

- A área mínima da seção transversal da armadura é de 0,10% da área da seção transversal da alma da viga de concreto para cada face da alma;
- O espaçamento máximo entre as barras deve ser de vinte centímetros entre si;
- A classe de aço da armadura de pele deve ser CA-50 ou CA-60.

Para dimensionar a armadura de pele de acordo com as restrições de norma, podemos fixar o espaçamento entre as barras em vinte centímetros, que seria o espaçamento mais econômico. Pode-se calcular, então, a área mínima necessária de armadura de pele por face através da Equação 63 a seguir.

Equação 63 - Área mínima de armadura de pele necessária por face

$$A_{s,nec,face} = 0,001 * A_{alma,viga}$$

Tal que:

- $A_{alma,viga}$: Área da seção transversal de concreto da alma da viga.

2.2.10.2 Armadura de costura de mesa

O objetivo da armadura de costura de mesa é distribuir os esforços resistentes da viga protendida para a laje de concreto armado. Para garantir que os estribos dimensionados durante a verificação do cisalhamento possam atuar como armadura de costura de mesa, é necessário verificar se o espaçamento adotado pelos cálculos do capítulo 2.2.9.2.2 é suficiente para distribuir as tensões cisalhantes que atuam na região entre a viga e a laje. Deve-se, então, verificar se a seção composta apresentada pode ser considerada como elemento monolítico de acordo com as especificações da NBR 9062:2017. A norma explica que é permitido calcular a seção composta como se fosse um só elemento monolítico, caso a Equação 64 seja satisfeita. Para calcular τ_{sd} é necessário utilizar a Equação 65.

Equação 64 - Tensão cisalhante limite de cálculo para verificação no cisalhamento

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \frac{f_{yd} A_s}{b_s} + \beta_c f_{ctd} < 0,25 f_{cd}$$

Equação 65 - Tensão cisalhante de cálculo

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \times b}$$

Tal que:

- A_s : Área da armadura de costura
- f_{yd} : Resistência de cálculo do aço utilizado para a armadura de costura. O aço utilizado para este caso foi o de classe CA-50;
- f_{ctd} : Resistência de tração de cálculo do concreto. Utilizar o valor do concreto de menor resistência da seção composta;
- s : Espaçamento da armadura de A_s ;
- b_{int} : Largura da interface entre a viga (seção inicial) e a laje;
- a_v : Distância entre os pontos de momento nulo e máximo no elemento estrutural. Para viga simplesmente bi-apoiada é o valor do comprimento total do vão da viga dividido por 2;
- F_{md} : Valor médio de compressão ou tração acima da ligação ao longo do comprimento 'av';
- β_s e β_c : Coeficientes de minoração aplicados à armadura e ao concreto respectivamente, valores apresentados na tabela da Figura 19, retirada diretamente da NBR 9062:2017. Para relações ' A_s/β_s ' entre 0,2 e 0,5, deve-se interpolar linearmente os valores para determinar os coeficientes.

Figura 19 - Tabela com valores dos coeficientes β_s e β_c

A_s/bs %	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

Fonte: NBR 9062:2017, p. 33.

2.2.10.3 Armadura longitudinal de tração

Para determinar a armadura longitudinal passiva necessária, foram utilizadas as recomendações da NBR 6118:2014 de momento mínimo a ser resistido pela armadura de tração, representado na Equação 66. A taxa mínima absoluta para armadura de tração, no entanto, é de 0,179% da área da seção transversal da peça para concreto C40.

Equação 66 - Momento fletor mínimo a ser resistido pela armadura de tração

$$M_{d,min} \leq 0,8 \cdot W_o \cdot f_{ctk,sup}$$

Fonte: NBR 6118:2014, p. 130.

Tal que:

- W_o : Módulo de flexão resistente da seção transversal para a fibra mais tracionada;
- $f_{ctk,sup}$: Resistência característica superior do concreto à tração.

Calculado o momento fletor mínimo para a armadura de tração, pode-se calcular a área mínima de aço necessária para resistir a esse momento através da Equação 67.

Equação 67 - Armadura de tração mínima necessária

$$A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

Tal que:

- f_{yd} : Tensão de escoamento de cálculo do aço. Como o presente trabalho utilizou o aço CA-50, esse valor é de 435 MPa;
- d : Distância entre a fibra mais comprimida e o centro geométrico do arranjo das armaduras. Para elementos estruturais protendidos, a norma recomenda um valor mínimo para “d” de 0,8 vezes a altura da seção transversal da peça;
- x : Distância da linha neutra da peça até a fibra mais comprimida. Calculada pela Equação 68.

Equação 68 - Posição Linha Neutra

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot M_{d,min} / 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot t}}{0,8}$$

Tal que:

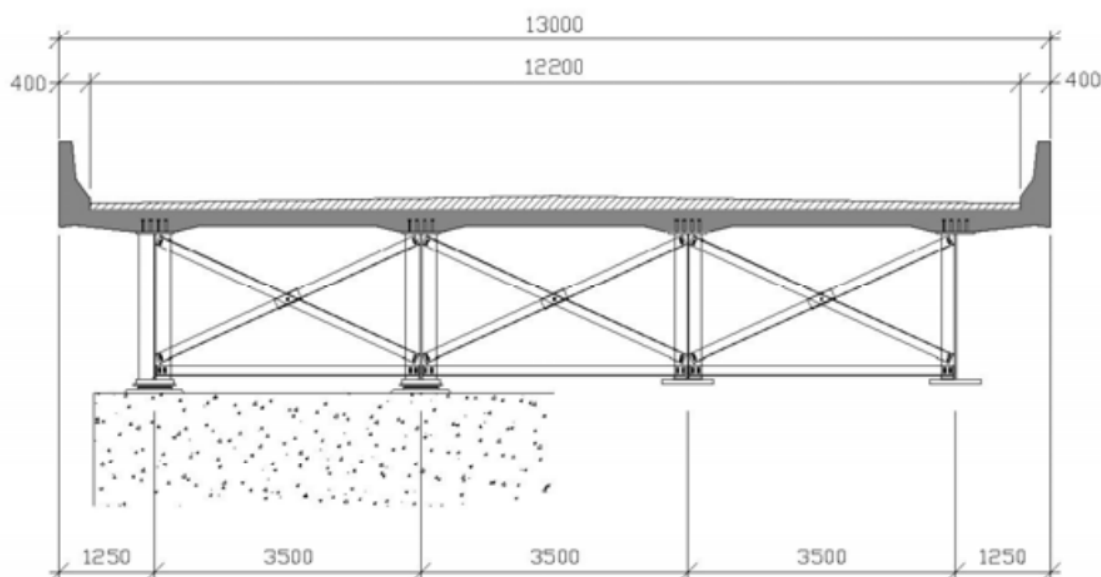
- f_{yd} : Resistência à compressão de cálculo do concreto;
- b_t : Largura da mesa da seção transversal.

2.3 PONTE MISTA DE AÇO DE PINHO E BELLEI (2007)

A ponte de concreto protendido cuja longarina foi aqui dimensionada foi baseada na ponte mista de concreto armado e perfis de aço desenvolvida por Pinho e Bellei em seu Manual de Construção em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (2007). A ponte mista de concreto armado e perfis de aço é referenciada como “ponte mista original” ao longo das próximas páginas.

A ponte mista original é uma ponte rodoviária de eixo reto, vão simples de 40 m e largura de 13 m. A ponte foi dimensionada com vigas soldadas de alma cheia em seção mista, sendo que essas vigas estão espaçadas entre si a 3,5 m, também formando um balanço de 1,25 m em relação às extremidades da ponte. A laje de concreto, dimensionada para ser moldada *in loco*, apresenta espessura média de 22,5 cm, no exemplo. A Figura 20 apresenta um esquema da seção transversal da ponte mista original.

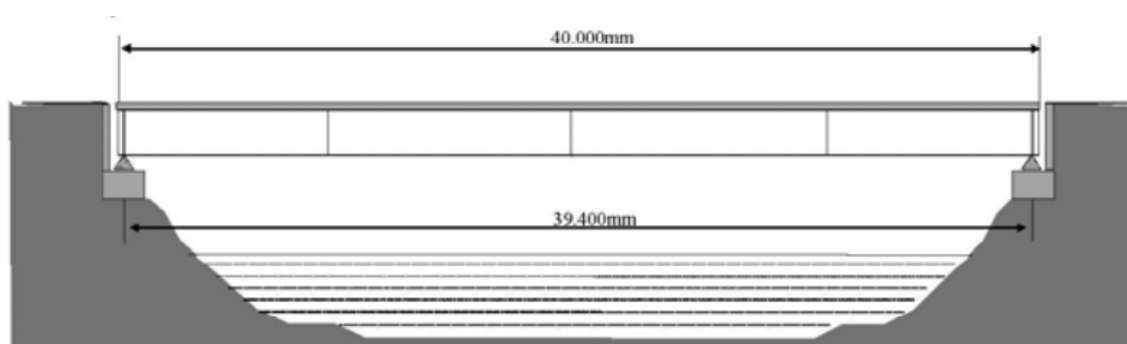
Figura 20 - Exemplo de seção transversal de ponte mista de concreto armado e longarinas de aço



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 93.

A Figura 21 apresenta uma vista longitudinal da ponte mista original.

Figura 21 - Vista longitudinal de ponte mista de longarinas de aço



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 93.

Neste capítulo, é apresentado de forma resumida o dimensionamento da ponte mista original, visto que o objetivo do presente trabalho não é de dimensionar uma ponte com longarinas de aço, a mesma apenas servirá para comparação com a ponte de concreto protendido.

2.3.1 Dados da ponte mista de aço

Os dados foram retirados diretamente do Exemplo A de Manual de Construção em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas (PINHO; BELLEI, 2007).

- Comprimento da ponte: $L = 40$ m;
- Largura da ponte: $B = 13$ m;
- Distância entre as vigas: 3,5 m;
- Espessura média da laje de concreto: $e_{\text{laje}} = 22,5$ cm;
- Espessura média do revestimento asfáltico: $e_{\text{revestimento}} = 12,5$ cm;
- Aço das vigas soldadas: ASTM-A588 ($F_y = 35$ kN/cm²);
- Concreto da laje: $F_{ck} = 25$ MPa;
- Vão teórico de cálculo = 39,4 m.

2.3.2 Cargas atuantes

Os carregamentos atuantes em uma ponte são separados em permanentes e acidentais. Para a ponte mista de aço, temos que as cargas permanentes consideradas são:

- Peso da Laje de Concreto;
- Peso do Revestimento Asfáltico;
- Peso dos Guarda-corpos;
- Peso próprio das Vigas Longarinas de Aço;

Já as cargas móveis são provenientes da ação do trem-tipo determinado. Para a ponte mista original de Pinho e Bellei (2007), foi escolhido o trem-tipo TB-450.

2.3.2.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes atuantes na ponte mista de aço são:

- Carga permanente anterior à cura do concreto da laje:
 - o Laje de Concreto: $g_1 = \varepsilon_{\text{laje}} * \frac{B}{4} * 25 \text{ kN/m}^3 = 18,3 \text{ kN/m}$;
 - o Vigas de Aço: $g_2 = 1,9 \text{ kN/m}^2 * \frac{B}{4} = 6,1 \text{ kN/m}$;
- Carga permanente posterior à cura do concreto da laje:
 - o Guarda-rodas de concreto:

$$g_3 = 0,23 \text{ m}^3 * 25 \text{ kN/m}^3 * \frac{2}{4} = 2,9 \text{ kN/m}$$
 - o Revestimento Asfáltico:

$$g_4 = \varepsilon_{\text{revestimento}} * (L - 2 * 0,4 \text{ m}) * 18 \text{ kN/m}^3 * \frac{1}{4} = 6,9 \text{ kN/m}$$

2.3.2.2 Cargas Móveis

O trem-tipo escolhido para a ponte mista de aço foi o TB-450.

- Distribuição de cargas do Trem-tipo final com impacto (Figura 22):
 - Pontual: 141 kN
 - Distribuída: 17,6 kN/m

Figura 22 - Trem-tipo final com impacto

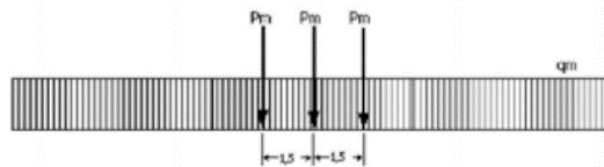
3.3- Trem-tipo final com impacto

$$q_m := \text{if}(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, q_{mi} \cdot I, q_{me} \cdot I)$$

$$q_m = 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_m := \text{if}(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, P_{mi} \cdot I, P_{me} \cdot I)$$

$$P_m = 141 \text{ kN}$$



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 96.

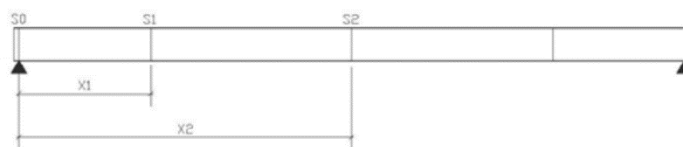
2.3.2.3 Envoltória de Esforços

Os esforços máximos foram determinados com o estudo de duas seções:

- Seção 1: $x = 11,9 \text{ m}$ (esforço cortante máximo)
- Seção 2: $x = 20 \text{ m}$ (metade do comprimento da ponte)

A Figura 23 apresenta a determinação das envoltórias dos esforços por Pinho e Bellei (2007).

Figura 23 - Cálculo envoltória Pinho e Bellei (2007)



Seção S0	Seção S1	Seção S2
	$x_1 := \left(\frac{L}{2} - 11.9 \cdot m \right)$	$x_2 := \frac{L}{2}$
$x_0 := 0 \cdot cm$	$x_1 = 780 \text{ cm}$	$x_2 = 1970 \text{ cm}$
$M_{cp1}(x_0) = 0 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cp1}(x_1) = 299927 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cp1}(x_2) = 472245 \text{ kN} \cdot cm$
$M_{cp2}(x_0) = 0 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cp2}(x_1) = 120005 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cp2}(x_2) = 188951 \text{ kN} \cdot cm$
$M_{cm}(x_0) = 0 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cm}(x_1) = 468807 \text{ kN} \cdot cm$	$M_{cm}(x_2) = 736779 \text{ kN} \cdot cm$
$Q_{cp}(x_0) = 671.3 \text{ kN}$	$Q_{cp}(x_1) = 405 \text{ kN}$	$Q_{cp}(x_2) = 0 \text{ kN}$
$Q_{cm}(x_0) = 753.4 \text{ kN}$	$Q_{cm}(x_1) = 546 \text{ kN}$	$Q_{cm}(x_2) = 282 \text{ kN}$
	$Q_{cmn}(x_1) = 81 \text{ kN}$	$Q_{cmn}(x_2) = 282 \text{ kN}$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 98.

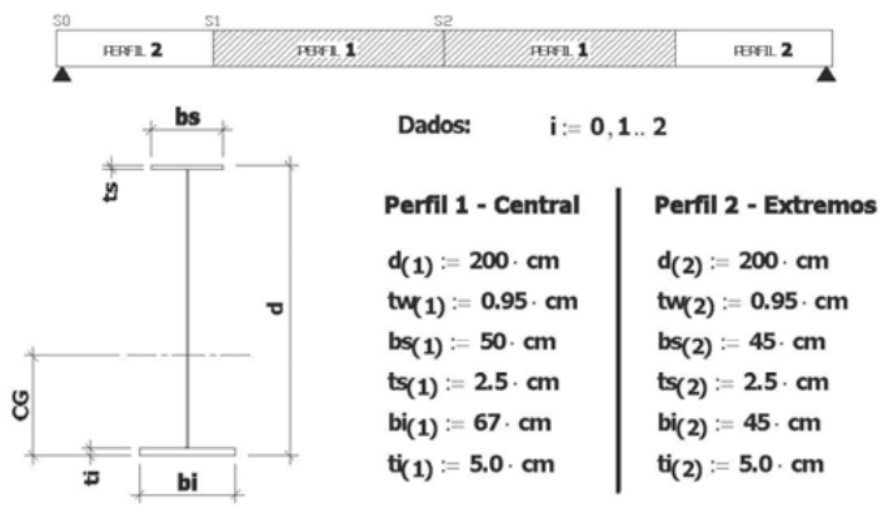
Os esforços máximos nas emendas estão representados a seguir (PINHO; BELLEI, 2007, p. 98).

- Na seção S1
 - $Q_{cp}(x_1) + Q_{cm}(x_1) = 951 \text{ kN}$
 - $M_{cp1}(x_1) + M_{cp2}(x_1) + M_{cm}(x_1) = 8887 \text{ kN} \cdot m$
- Na seção S2
 - $Q_{cp}(x_2) + Q_{cm}(x_2) = 282 \text{ kN}$
 - $M_{cp1}(x_2) + M_{cp2}(x_2) + M_{cm}(x_2) = 13980 \text{ kN} \cdot m$

2.3.3 Perfis de aço das vigas longarinas

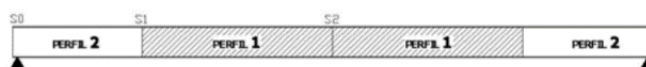
Na Figura 24 estão representadas as dimensões dos dois tipos de perfil utilizados nas longarinas, e na Figura 25 estão representadas todas as propriedades dos dois tipos de perfil.

Figura 24 - Perfis de aço ponte mista



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 99.

Figura 25 - Parâmetros perfis de aço ponte mista

Propriedades dos perfis de aço

Perfil 1 - Trecho central	Perfil 2 - Extremos
$A(1) = 642.88 \text{ cm}^2$	$A(2) = 520.38 \text{ cm}^2$
$\text{Peso}(1) = 505 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$	$\text{Peso}(2) = 408 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$
$h(1) = 192.5 \text{ cm}$	$h(2) = 192.5 \text{ cm}$
$\text{CG}(1) = 68.7 \text{ cm}$	$\text{CG}(2) = 79.6 \text{ cm}$
$I_x(1) = 4341482 \text{ cm}^4$	$I_x(2) = 3585590 \text{ cm}^4$
$W_s(1) = 33078 \text{ cm}^3$	$W_s(2) = 29788 \text{ cm}^3$
$W_f(1) = 63149 \text{ cm}^3$	$W_f(2) = 45028 \text{ cm}^3$
$R_x(1) = 82 \text{ cm}$	$R_x(2) = 83 \text{ cm}$
$I_y(1) = 151373 \text{ cm}^4$	$I_y(2) = 56967 \text{ cm}^4$
$W_y(1) = 4519 \text{ cm}^3$	$W_y(2) = 2532 \text{ cm}^3$
$R_y(1) = 15.3 \text{ cm}$	$R_y(2) = 10.5 \text{ cm}$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 100.

2.3.3.1 Propriedades das Seções Compostas Mistas

A laje de concreto também serve como mesa atuante na resistência dos esforços para pontes mistas de aço e concreto. A seção T composta de Pinho e Bellei (2007) está representada na Figura 26 a seguir.

Figura 26 - Seção composta T Pinho e Bellei (2007)

Largura efetiva da mesa de concreto:

$$b_c := \text{if} \left(\text{if} \left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4} \right) > 12 \cdot t_c, 12 \cdot t_c, \text{if} \left(\frac{L}{4} > b, b, \frac{L}{4} \right) \right)$$

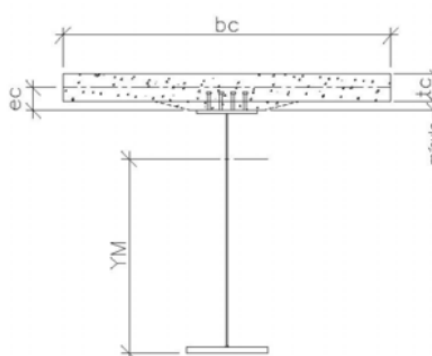
$$b_c = 270 \text{ cm}$$

$$t_c = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{misula} := 7.5 \cdot \text{cm}$$

$$e_c := \frac{t_c}{2} + \text{misula}$$

$$e_c = 18.75 \text{ cm}$$



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 101.

As propriedades geométricas da seção inicial do perfil de aço da longarina e da seção composta estão apresentadas na Figura 27 a seguir.

Figura 27 - Propriedades seção inicial e seção composta ponte mista

4.3- Propriedades do PERFIL 1 - Trecho central

Relação $n=Ea/Ec$ inicial	Relação $n=Ea/Ec$ p/ longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(1)} = 149.98 \text{ cm}$	$YMF_{(1)} = 111.13 \text{ cm}$
$IM_{(1)} = 12206782 \text{ cm}^4$	$IMF_{(1)} = 8438543 \text{ cm}^4$
$WSM_{(1)} = 244042 \text{ cm}^3$	$WSMF_{(1)} = 94949 \text{ cm}^3$
$WIM_{(1)} = 81389 \text{ cm}^3$	$WIMF_{(1)} = 75937 \text{ cm}^3$
$WC_{(1)} = 1220386 \text{ cm}^3$	$WCF_{(1)} = 1703688 \text{ cm}^3$

4.4- Propriedades do PERFIL 2 - Extremos

Relação $n=Ea/Ec$ inicial	Relação $n=Ea/Ec$ p/ longa duração
$N_{(1)} = 8$	$N_{(2)} = 24$
$YM_{(2)} = 162.18 \text{ cm}$	$YMF_{(2)} = 125.16 \text{ cm}$
$IM_{(2)} = 9593764 \text{ cm}^4$	$IMF_{(2)} = 6892094 \text{ cm}^4$
$WSM_{(2)} = 253676 \text{ cm}^3$	$WSMF_{(2)} = 92088 \text{ cm}^3$
$WIM_{(2)} = 59155 \text{ cm}^3$	$WIMF_{(2)} = 55068 \text{ cm}^3$
$WC_{(2)} = 1131692 \text{ cm}^3$	$WCF_{(2)} = 1577697 \text{ cm}^3$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 102.

2.3.4 Verificação das vigas de aço e da laje de concreto

As verificações foram feitas através do método das tensões admissíveis. A Figura 28 apresenta os cálculos de verificação para as vigas longarinas de aço e da laje de concreto.

Figura 28- Verificações tensões admissíveis ponte mista de aço

5- VERIFICAÇÃO DAS VIGAS DE AÇO E DA LAJE

5.1- Tensões admissíveis:

Tração e compressão na Flexão ----->	$F_b := 0.55 \cdot F_y$	$F_b = 19.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Cisalhamento na alma ----->	$F_v := 0.33 \cdot F_y$	$F_v = 11.6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$
Compressão no Concreto ----->	$F_c := 0.40 \cdot f_{ck}$	$F_c = 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

5.2- Tensões máximas no PERFIL 1 - Trecho central

Mesa superior

$$f_{bs(1)} := \frac{M_{cp1}(x_2)}{W_{s(1)}} + \frac{M_{cp2}(x_2)}{W_{SMF(1)}} + \frac{M_{cm}(x_2)}{W_{SM(1)}} \quad f_{bs(1)} = 19.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_b \text{ ok}$$

Mesa inferior

$$f_{bi(1)} := \frac{M_{cp1}(x_2)}{W_{i(1)}} + \frac{M_{cp2}(x_2)}{W_{IMF(1)}} + \frac{M_{cm}(x_2)}{W_{IM(1)}} \quad f_{bi(1)} = 19.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_b \text{ ok}$$

Alma

$$f_{v(1)} := \frac{Q_{cp}(x_1) + Q_{cm}(x_1)}{[h(1) \cdot t_w(1)]} \quad f_{v(1)} = 5.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_v \text{ ok}$$

Laje de concreto

$$f_{c(1)} := \frac{M_{cp2}(x_2)}{W_{CF(1)}} + \frac{M_{cm}(x_2)}{W_{C(1)}} \quad f_{c(1)} = 0.71 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_c \text{ ok}$$

5.3- Tensões máximas no PERFIL 2 - Extremos

Mesa superior

$$f_{bs(2)} := \frac{M_{cp1}(x_1)}{W_{s(2)}} + \frac{M_{cp2}(x_1)}{W_{SMF(2)}} + \frac{M_{cm}(x_1)}{W_{SM(2)}} \quad f_{bs(2)} = 13.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_b \text{ ok}$$

Mesa inferior

$$f_{bi(2)} := \frac{M_{cp1}(x_1)}{W_{i(2)}} + \frac{M_{cp2}(x_1)}{W_{IMF(2)}} + \frac{M_{cm}(x_1)}{W_{IM(2)}} \quad f_{bi(2)} = 16.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_b \text{ ok}$$

Alma

$$f_{v(2)} := \frac{Q_{cp}(x_0) + Q_{cm}(x_0)}{[h(2) \cdot t_w(2)]} \quad f_{v(2)} = 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_v \text{ ok}$$

Laje de concreto

$$f_{c(2)} := \frac{M_{cp2}(x_1)}{W_{CF(2)}} + \frac{M_{cm}(x_1)}{W_{C(2)}} \quad f_{c(2)} = 0.49 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_c \text{ ok}$$

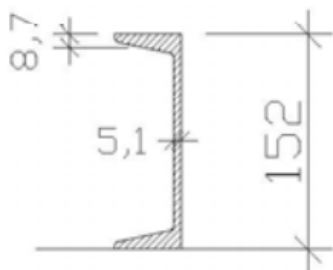
Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 103.

A ponte dimensionada passou em todas as verificações necessárias.

2.3.5 Propriedades Perfil U Laminado

O memorial de cálculo para o dimensionamento do Perfil U Laminado necessário para a ponte mista de longarinas de aço de Pinho e Bellei (2007) está representado na Figura 29 a seguir.

Figura 29 - Propriedades e verificações perfil U

7.2- Tipo PERFIL U laminado:**Seja: U 152x12,2**

Espessura média aba	$t_{fu} := 0,87 \cdot \text{cm}$
Espessura alma	$t_{wu} := 0,51 \cdot \text{cm}$
Comprimento do U	$w := 30 \cdot \text{cm}$

Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos): $\beta := 5,3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$

$$Z_{ru} := \beta \cdot w \quad Z_{ru} = 159 \text{ kN} / \text{Perfil U}$$

Resistência última: $E_c = 2400 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_{ck} = 2,5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$$S_{uu} := 0,3 \cdot \left(t_{fu} + \frac{t_{wu}}{2} \right) \cdot w \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_c} \quad S_{uu} = 784 \text{ kN} / \text{Perfil U}$$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 105.

Os principais parâmetros geométricos do perfil U laminado foram determinados da seguinte maneira:

- Espessura média da aba: 8,7 mm;
- Espessura da alma: 5,1 mm;
- Comprimento do perfil U: 30 cm.

A resistência à fadiga do material é categorizada como classe de 500.000 ciclos.

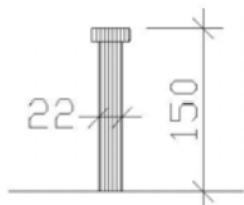
2.3.6 Conectores de Cisalhamento

O tipo de conector de cisalhamento escolhido tem altura de 15 centímetros e diâmetro de 2,2 centímetros. A classe do conector é de 500.000 ciclos. A distância máxima entre grupos de 4 conectores é de 42 centímetros, e, para o perfil U de aço, é preciso manter uma distância máxima de 47 centímetros entre os conectores. A Figura 30, a Figura 31 e a Figura 32, retiradas diretamente de Pinho e Bellei (2007), ilustram os cálculos de dimensionamento dessa etapa de

maneira mais detalhada. Os conectores foram dimensionados com base na resistência à fadiga e depois verificados pela resistência última.

Figura 30 - Dimensionamento conectores

7.1- Tipo STUD:



Altura	$h_s := 15 \cdot \text{cm}$	
Diametro	$d_s := 2.2 \cdot \text{cm}$	
Área	$A_{sc} := \frac{\pi \cdot d_s^2}{4}$	$A_{sc} = 3.8 \text{ cm}^2$
Verificação ->	$\frac{h_s}{d_s} = 6.82 > 4$	ok

Resistência à fadiga (para classe 500.000 ciclos): $\alpha := 7.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$Z_{rs} := \alpha \cdot d_s^2$ $Z_{rs} = 35 \text{ kN} / \text{Stud}$

Resistência última: $E_c := \frac{4800 \cdot \text{MPa}}{\sqrt{1 \cdot \text{MPa}}} \cdot \sqrt{f_{ck}}$ $E_c = 2400 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$ $f_{ck} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 105.

Figura 31 - Dimensionamento distância entre conectores

7.3- Cálculo da distância entre conectores:

Região extremos da Seção S0 a S1 (base S0): $Q_{cm}(x_0) = 753 \text{ kN}$

$IM_I(2) = 9593764 \text{ cm}^4$

$m_0 := \frac{(bc \cdot tc)}{n} \cdot [d(2) + ec - YM(2)]$

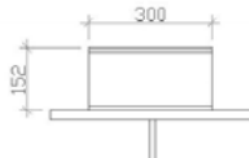
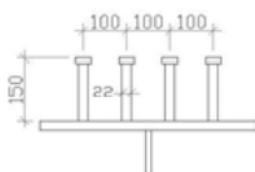
$m_0 = 42957 \text{ cm}^3$

Cisalhamento horizontal /cm $Sr_0 := \frac{Q_{cm}(x_0) \cdot m_0}{IM_I(2)}$ $Sr_0 = 3.4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}}$

Distância máxima entre conectores na seção S0:

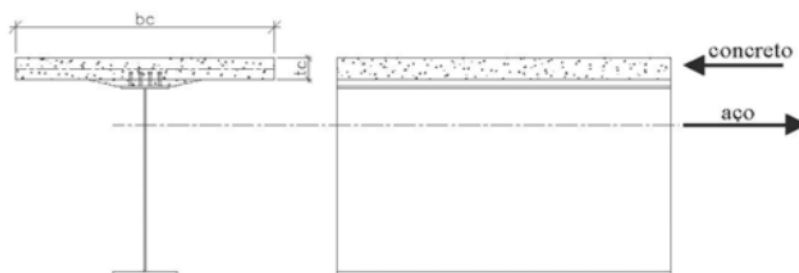
$d_{0s} := \text{floor} \left(\frac{4 \cdot Z_{rs}}{\text{cm} \cdot Sr_0} \right) \cdot \text{cm}$ $d_{0s} = 41 \text{ cm}$ --> Usar 42cm máximo entre grupos de 4 Studs diam. 22x150mm

$d_{0u} := \text{floor} \left(\frac{Z_{ru}}{\text{cm} \cdot Sr_0} \right) \cdot \text{cm}$ $d_{0u} = 47 \text{ cm}$ --> Usar 47cm máximo entre Perfis U 152x300mm



Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 106.

Figura 32 - Verificação conectores

7.4- Verificação do No. mínimo de conectores em 1/2 Viga:**Comentários**

O número de conectores calculados para a fadiga, deve ser verificado pela resistência última, comandado pela menor resistência entre:

- o perfil de aço

- a laje de concreto na largura efetiva "bc".

Resistência última do perfil de aço:

$$\text{aço} := A(1) \cdot F_y \quad \text{aço} = 22501 \text{ kN}$$

Resistência última da laje de concreto:

$$\text{concreto} := 0.85 \cdot f_{ck} \cdot bc \cdot t_c \quad \text{concreto} = 12909 \text{ kN} \quad \leftarrow \text{comanda}$$

$$P := \min \left(\begin{array}{c} \text{concreto} \\ \text{aço} \end{array} \right) \quad P = 12909 \text{ kN}$$

Para os conectores tipo STUD:

$$N_{smin} := \frac{P}{(0.85 \cdot S_{us})} \quad N_{smin} = 103 \quad \text{Studs}$$

$$N_{studs} := \left[\frac{x_1}{d_{0s}} \cdot 4 + \frac{(x_2 - x_1)}{d_{1s}} \cdot 4 \right] \quad N_{studs} = 168 \quad \text{Studs} > N_{smin} \text{ ok}$$

Para os conectores tipo PERFIL U:

$$N_{umin} := \frac{P}{(0.85 \cdot S_{uu})} \quad N_{umin} = 19 \quad \text{perfis U}$$

$$N_u := \left[\frac{x_1}{d_{0u}} + \frac{(x_2 - x_1)}{d_{1u}} \right] \quad N_u = 37 \quad \text{perfis U} > N_{umin} \text{ ok}$$

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 107.

O número mínimo de conectores tipo STUD para a ponte dimensionada é de 103, e determinou-se que a quantidade desse conector utilizada é de 168 unidades. Enquanto que para os conectores do Perfil U laminado foi calculado

uma quantidade necessária mínima de 19 conectores, e determinou-se a utilização de 37 unidades.

2.3.7 Enrijecedor de Apoio

O enrijecedor de apoio é dimensionado com base na reação vertical máxima no apoio. Para a ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007), foi adotado um enrijecedor de apoio de largura máxima de 20 cm e com espessura mínima de 2,2 cm. A Figura 33 apresenta o dimensionamento do enrijecedor de apoio da ponte com mais detalhes, incluindo a verificação de tensões e o resultado final de 2 chapas de 2,2 x 20 cm.

Figura 33 - Dimensionamento enrijecedores de apoio ponte mista

8- ENRIJECEDOR DE APOIO

Reação máxima no apoio: $Q_{max} := Q_{cp}(x_0) + Q_{cm}(x_0)$ $Q_{max} = 1425 \text{ kN}$

Deslocamento p/ 50 graus: $Desl := L \cdot 0.000012 \cdot 50$ $Desl = 24 \text{ mm}$

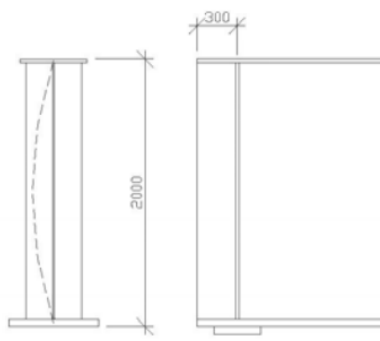
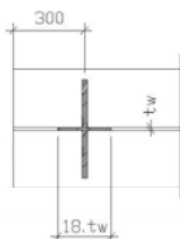
Aparelho de apoio neoprene (Tab.A2): **350x450x54mm (cap. 1580 kN, desl. 27mm)**

Largura máxima do enrijecedor de apoio:

$$\left[\frac{bs(2)}{2} - \frac{tw(2)}{2} \right] - 1 \cdot \text{cm} = 21 \text{ cm} \quad \text{adotar} \rightarrow \quad bsa := 20 \cdot \text{cm}$$

Espessura mínima p/ os enrijecedores:

$$\frac{bsa}{12} \cdot \sqrt{\frac{Fy}{22.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}} = 2.06 \text{ cm} \quad \text{adotar} \rightarrow \quad tsa := 2.2 \cdot \text{cm}$$



$$Asa := bsa \cdot tsa \cdot 2 + [18 \cdot tw(2)] \cdot tw(2) \quad Asa = 104 \text{ cm}^2$$

$$Isa := \frac{[18 \cdot tw(2)] \cdot [tw(2)]^3 + tsa \cdot (2 \cdot bsa)^3}{12} \quad Isa = 11735 \text{ cm}^4$$

$$rsa := \sqrt{\frac{Isa}{Asa}} \quad rsa = 10.61 \text{ cm}$$

Verificação das tensões:

$$Fsa := \frac{Fy}{2.12} \cdot \left[1 - \frac{\left[\frac{d(2)}{rsa} \right]^2 \cdot Fy}{4 \cdot \pi^2 \cdot Ea} \right] \quad Fsa = 16.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$fsa := \frac{Q_{max}}{Asa} \quad fsa = 13.7 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Fsa \text{ ok} \quad \text{---> Usar 2 Chapas de } 2.2 \times 20 \text{ cm}$$

Comentários

O enrijecedor de apoio deve ser feito de chapas em ambos os lados da alma e calculado como coluna. A seção da coluna será composta pelas duas chapas mais uma parte centrada da alma não maior que 18 vezes a espessura da alma "tw".

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 29.

2.3.8 Enrijecedores Transversais Intermediários

O processo de dimensionamento de Enrijecedores Transversais Intermediários consiste em primeiro verificar a necessidade de usá-los, depois calcular o espaçamento necessário entre enrijecedores para as diferentes situações em que vão atuar na ponte mista de aço, e, por último, dimensionar o

momento de inércia e área necessários para os enrijecedores. A Figura 34, a Figura 35 e a Figura 36 a seguir apresentam o processo de dimensionamento da ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007).

Figura 34 - Verificação necessidade de enrijecedores transversais

9.1- Verificação da necessidade de enrijecedores transversais:

$$tw(1) = 0.95 \text{ cm} < \frac{h(1)}{150} = 1.28 \text{ cm}$$

$$fv(2) = 7.79 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > Fve := \frac{50500 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\left[\frac{h(1)}{tw(1)} \right]^2} \quad Fve = 1.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Fv = 11.6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

--> Há necessidade de enrijecedores transversais

9.2- Espaçamento entre o apoio e o primeiro enrijecedor transversal:

Seja: $d01 := 84 \cdot \text{cm} < 1.5 \cdot h(2) = 289 \text{ cm}$

$$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d01}{h(2)} \right]^2} \right] \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad k = 31.3 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$C01 := \text{if} \left[\frac{h(2)}{tw(2)} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, 1, \text{if} \left[\frac{h(2)}{tw(2)} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{Fy}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h(2)}{tw(2)} \right] \cdot \sqrt{Fy}}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\frac{h(2)}{tw(2)} \right]^2 \cdot Fy} \right] \right]$$

$$C01 = 0.67$$

$$fv(2) = 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Fv3 := C01 \cdot \frac{Fy}{3} \quad Fv3 = 7.9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Fv = 11.6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

--> Usar o primeiro enrijecedor transversal a no máximo 84cm do apoio.

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 109.

Primeiro, foi determinada a necessidade de uso de enrijecedores transversais. O espaçamento máximo entre o primeiro enrijecedor transversal e o apoio resultou em 84 centímetros de distância.

Figura 35 - Espaçamento entre enrijecedores transversais

9.3- Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários dos perfis extremos:

Comentários

$$\text{Seja: } d_{02} := 130 \cdot \text{cm} < 3 \cdot h_{(2)} = 578 \text{ cm}$$

$$< h_{(2)} \cdot \left[\frac{260}{h_{(2)}} \right]^2 = 317 \text{ cm}$$

$$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d_{02}}{h_{(2)}} \right]^2} \right] \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 16.0 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{02} := \text{if} \left[\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, 1, \text{if} \left[\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} \right] \cdot \sqrt{F_y}}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\frac{h_{(2)}}{t_{w(2)}} \right]^2 \cdot F_y} \right] \right]$$

$$C_{02} = 0.34$$

$$f_{v(2)} = 7.8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_{v2} := \frac{F_y}{3} \cdot \left[C_{02} + \frac{0.87 \cdot (1 - C_{02})}{\sqrt{1 + \left[\frac{d_{02}}{h_{(2)}} \right]^2}} \right]$$

$$F_{v2} = 9.5 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Observar para não coincidir um enrijecedor com uma posição de emenda.

--> Usar os demais enrijecedores transversais do perfil extremo afastados de no máximo 130cm.

9.4- Espaçamento entre os demais enrijecedores transversais intermediários do perfil central:

$$\text{Seja: } d_{03} := 300 \cdot \text{cm} < 3 \cdot h_{(1)} = 578 \text{ cm}$$

$$< h_{(1)} \cdot \left[\frac{260}{h_{(1)}} \right]^2 = 317 \text{ cm}$$

$$k := \left[5 + \frac{5}{\left[\frac{d_{03}}{h_{(1)}} \right]^2} \right] \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$k = 7.1 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$C_{03} := \text{if} \left[\frac{d_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, 1, \text{if} \left[\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} < \frac{200 \cdot \sqrt{k}}{\sqrt{F_y}}, \frac{160 \cdot \sqrt{k}}{\left[\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} \right] \cdot \sqrt{F_y}}, \frac{31000 \cdot k}{\left[\frac{h_{(1)}}{t_{w(1)}} \right]^2 \cdot F_y} \right] \right]$$

$$C_{03} = 0.15$$

$$f_{v(1)} = 5.2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < F_{v3} := \frac{F_y}{3} \cdot \left[C_{03} + \frac{0.87 \cdot (1 - C_{03})}{\sqrt{1 + \left[\frac{d_{03}}{h_{(1)}} \right]^2}} \right]$$

$$F_{v3} = 6.4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Observar para não coincidir um enrijecedor com uma posição de emenda.

---> Usar os demais enrijecedores transversais do perfil Central afastados de no máximo 300cm.

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 110.

O espaçamento entre enrijecedores transversais intermediários dos perfis das vigas longarinas das extremidades deve ser de no máximo 130 centímetros, enquanto que o espaçamento entre os enrijecedores dos perfis centrais deve ser de no máximo 300 centímetros.

Figura 36 - Dimensionamento enrijecedores transversais

9.5- Dimensionamento dos enrijecedores transversais intermediários:

Seja: $bsi := 17 \cdot \text{cm} > 5 \cdot \text{cm} + \frac{h(2)}{30} = 11.4 \text{ cm} > \frac{bs(2)}{4} = 11.25 \text{ cm}$

$tsi := 1.25 \cdot \text{cm} > \frac{bsi}{16} = 1.06 \text{ cm}$

Comentários

Adotaremos a mesma espessura da alma para um melhor aproveitamento da chapa.

Momento de inércia mínimo dos enrijecedores transversais:

$$J := \text{if} \left[\left[2.5 \cdot \left[\frac{h(2)}{d02} \right]^2 - 2 \right] < 0.5, 0.5, \left[2.5 \cdot \left[\frac{h(2)}{d02} \right]^2 - 2 \right] \right] \quad J = 3.48$$

$$Ist := d03 \cdot [tw(1)]^3 \cdot J \quad Ist = 896 \text{ cm}^4$$

Área mínima do enrijecedor transversal (chapa simples): $B := 2.4$

$$Fcr := \frac{6222 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}{\left(\frac{bsi}{tsi} \right)^2} \quad Fcr = 33.6 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < Fyst := 35 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$Ast := \left[0.15 \cdot B \cdot \frac{h(2)}{tw(2)} \cdot (1 - C02) \cdot \left[\frac{fv(2)}{Fv2} \right] - 18 \right] \cdot \frac{Fy}{Fcr} \cdot [tw(2)]^2$$

$$Ast = 19.8 \text{ cm}^2$$

$$As := tsi \cdot bsi \quad As = 21.3 \text{ cm}^2 > Ast \quad \text{ok} \quad \leftarrow \text{comanda}$$

$$Is := \frac{tsi \cdot bsi^3}{3} \quad Is = 2047 \text{ cm}^4 > Ist \quad \text{ok}$$

--> Usar 1 chapa de 1,25 x 17 cm

B=1,0 para par de enrijecedores.
B=1,8 para cantoneira simples.
B=2,4 para chapa simples.

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 111.

Os cálculos para o momento de inércia mínimo e a área mínima dos enrijecedores resultaram em 896 cm^4 e $19,8 \text{ cm}^2$ respectivamente. Os parâmetros geométricos finais do enrijecedor transversal foram determinados com os seguintes valores:

- Área: $21,3 \text{ cm}^2$;
- Momento de Inércia: 2047 cm^4 .

Ambos os parâmetros resultaram em valores maiores que os mínimos necessários.

2.3.9 Enrijecedor Longitudinal

Para dimensionar os enrijecedores longitudinais é preciso primeiro verificar se há a necessidade deste elemento para o projeto. Se houver, é necessário verificar a espessura da alma e então dimensionar os enrijecedores longitudinais. O processo de dimensionamento de enrijecedores longitudinais para Pinho e Bellei (2007) está apresentado na Figura 37 a seguir.

Figura 37 - Dimensionamento enrijecedores longitudinais ponte mista

10.1- Verificação da necessidade de enrijecedores longitudinais:

$$tw(1) = 0.95\text{cm} < \frac{h(1) \cdot \sqrt{\frac{fbs(1)}{1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{600} = 1.41\text{cm}$$

$$< \frac{h(1)}{170} = 1.13\text{cm}$$

--> Há necessidade de enrijecedor longitudinal

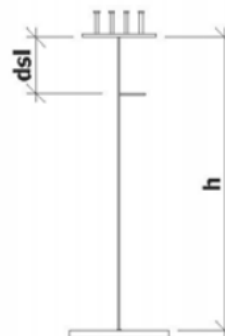
10.2- Verificação da espessura da alma:

$$tw(1) = 0.95\text{cm} > \frac{h(1) \cdot \sqrt{\frac{fbs(1)}{1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{1200} = 0.70\text{cm} \quad \text{ok}$$

$$> \frac{h(1)}{340} = 0.57\text{cm}$$

10.3- Dimensionamento do enrijecedor longitudinal :Posição do enrijecedor longitudinal:

$$dsl := \frac{h(1) - CG(1) - ti(1)}{1 + 1.5 \cdot \sqrt{\frac{fbs(1)}{\frac{Mcp1(x2)}{Ws(1)}}}} \quad dsl = 433\text{mm}$$

Momento de inércia mínimo do enrijecedor longitudinal

$$Isl := h(1) \cdot [tw(1)]^3 \cdot \left[2.4 \cdot \frac{d03^2}{[h(1)]^2} - 0.13 \right] \quad Isl = 941\text{cm}^4$$

Adotar: $bsi := 17 \cdot \text{cm}$

$$tsi := 1.25 \cdot \text{cm} > \frac{bsi \cdot \sqrt{\frac{fbi(2)}{1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}}}}{70} = 0.99\text{cm}$$

$$Is := \frac{tsi \cdot bsi^3}{3} \quad Is = 2047\text{cm}^4 > Isl \quad \text{ok}$$

--> Usar 1 chapa de 1,25 x 17 cm

Adotaremos a mesma seção do enrijecedor transversal para um melhor aproveitamento da chapa.

Fonte: PINHO; BELLEI, 2007, p. 112.

2.3.10 Dimensionamento dos Diafragmas

Diafragmas de aço atuam como transversinas no tabuleiro da ponte, distribuindo transversalmente as cargas para as longarinas de perfil de aço. O

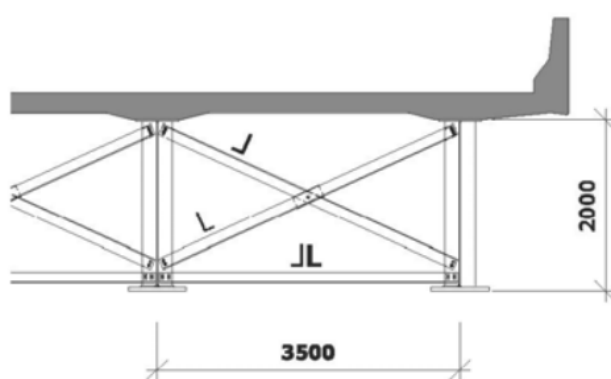
processo de dimensionamento dos diafragmas para a ponte mista de aço Pinho e Bellei (2007) está apresentado na Figura 38 a seguir.

Figura 38 - Dimensionamento dos diafragmas de aço

12- DIMENSIONAMENTO DOS DIAFRAGMAS

Número de diafragmas: $\text{num_diaf} := \text{ceil}\left[\frac{L}{(7.6 \cdot \text{m})}\right] + 1$ **num_diaf = 7**

Distancia entre diafragmas: $\text{dist_diaf} := \frac{L}{\text{num_diaf}}$ **dist_diaf = 5629 mm**



Raio de giração mínimo para os montantes (2L):

Esbeltez máxima p/ elementos principais comprimidos --> **Esbel_comp := 120**

$\text{RMmin} := \frac{b}{\text{Esbel_comp}}$ **RMmin = 2.9 cm**

Raio de giração mínimo para as diagonais (1L):

Esbeltez máxima p/ elementos principais tracionados -----> **Esbel_traci := 200**

$\text{RDmin} := \frac{\sqrt{[d(1)]^2 + b^2}}{\text{Esbel_traci}}$ **RDmin = 2.0 cm**

Seja: L127 x 127 x 10

Área = 23,3 cm²

$R(1L) = 2,51 \text{ cm} > \text{RDmin}$

$R(2L) = 3,96 \text{ cm} > \text{RMmin}$

--> Usar 2 L 127x127x10 nos montantes e
1 L127x127x10 nas diagonais dos Diafragmas

Comentários

Devemos ter diafragmas em cada apoio e em todas as alas e espaçadas em intervalos que não excedam 7,6m.

Diafragmas para vigas laminadas deve ter no mínimo 1/3 e preferencialmente 1/2 da altura da viga e para perfis soldados no mínimo 1/2 e preferencialmente 3/4 da altura do perfil.

Diafragmas deverão preferencialmente ser do tipo X ou V.

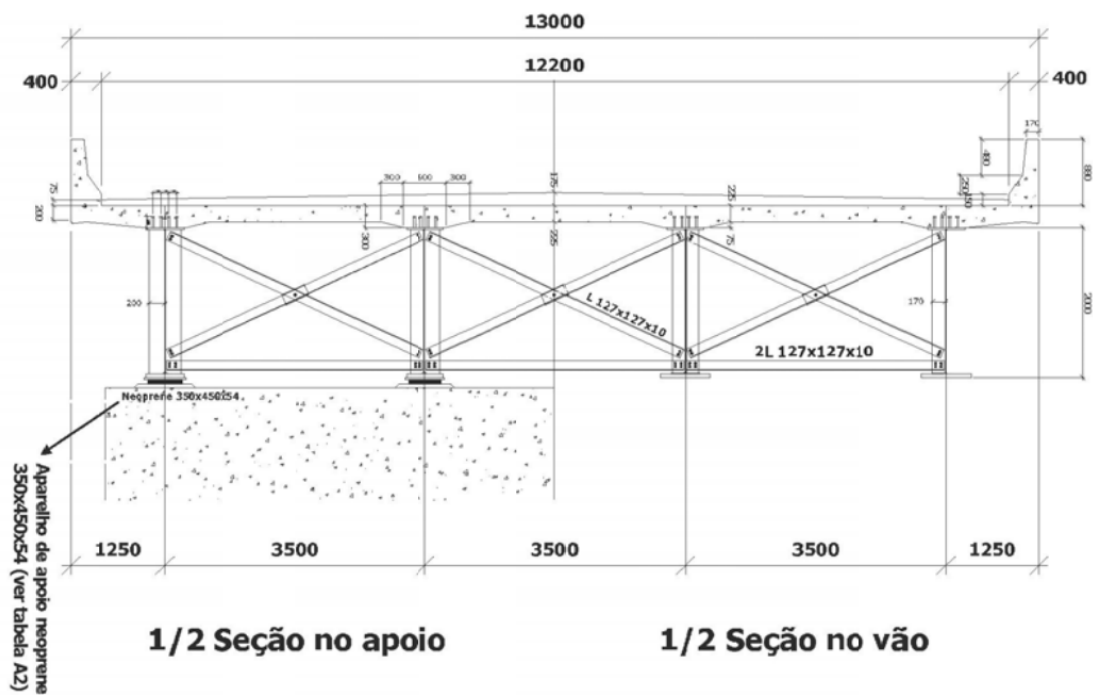
Os diafragmas devem ser dimensionados para transmitir adequadamente todas as cargas laterais para os apoios.

obs: Como para um número par de diafragmas teríamos um diafragma no centro da viga, coincidindo com a emenda dos perfis, vamos acrescentar mais um diafragma, evitando assim solda sobre solda na emenda central da viga.

2.3.11 Seção Transversal da Ponte Mista de Aço

Na Figura 39 a seguir, está apresentada a seção transversal final da ponte mista de concreto armado e longarinas de aço de Pinho e Bellei (2007).

Figura 39 - Seção transversal final de ponte mista de Pinho e Bellei (2007)



3. DIMENSIONAMENTO

3.1 DIMENSIONAMENTO LONGARINAS PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO

Neste capítulo são apresentados todos os cálculos realizados para o dimensionamento da ponte de concreto protendido, de acordo com o embasamento teórico apresentado no item 2.2 e com o embasamento das normas NBR 6118:2014, NBR 7187:2003, NBR 7188:2013 e NBR 8681:2003, estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas. Serão feitas as verificações necessárias no Estado Limite de Serviço e no Estado Limite Último. Foram adotadas seções de controle para cálculo ao longo do comprimento das vigas longarinas, conforme apresentado na Tabela 8 a seguir.

Tabela 8 - Posição longitudinal das seções transversais de controle

Seções de Controle	Posição da Viga (m)
S0	0
S1	4
S2	8
S3	12
S4	16
S5	20
S6	24
S7	28
S8	32
S9	36
S10	40

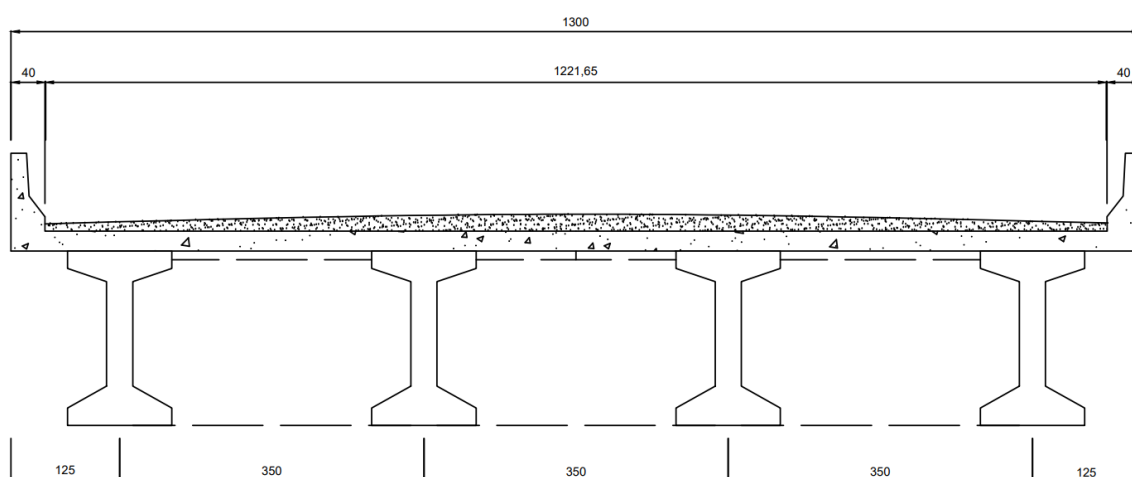
Fonte: Elaborada pelo autor.

Devido à natureza simétrica da viga (biapoiada) e de seus carregamentos, foi necessário realizar as verificações somente nas seções de 0 a 5, visto que para todos os parâmetros de cálculo $S0 = S10$, $S1 = S9$, $S2 = S8$, $S3 = S7$ e $S4 = S6$.

3.1.1 Dados Iniciais

Como mencionado nos capítulos anteriores, a superestrutura da ponte de concreto protendido será similar à ponte mista Pinho e Bellei (2007), sendo a principal mudança nas vigas longarinas que são de concreto protendido ao invés de perfis de aço. A seção transversal da ponte de concreto protendido está representada na Figura 40, com as distâncias apresentadas em centímetros.

Figura 40 - Seção Transversal da ponte de concreto protendido



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os dados gerais da ponte de concreto protendido são:

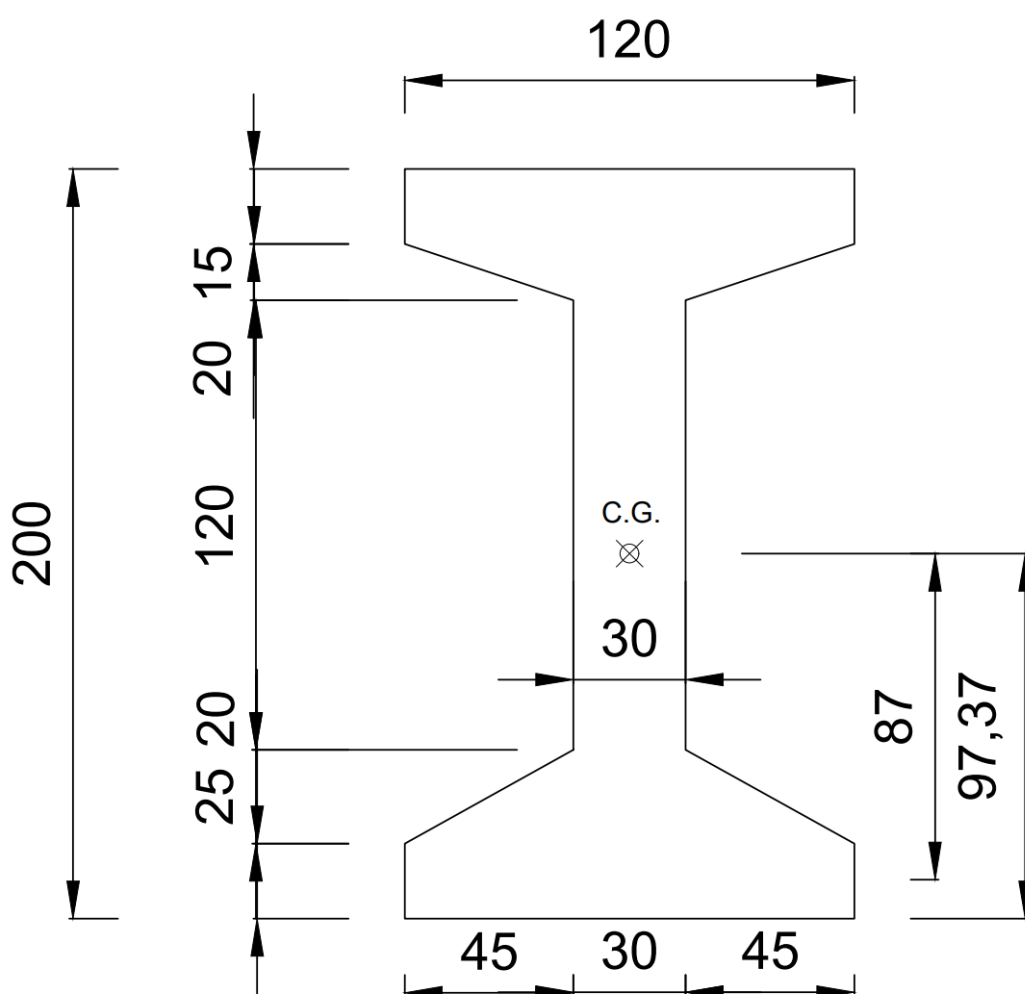
- Comprimento da Ponte: $L = 40$ metros;
- Largura da ponte: $B = 13$ metros;
- Distância entre as vigas longarinas: $b = 3,5$ metros;
- Espessura média da laje de concreto: $t_c = 22,5$ centímetros;
- Largura do guarda rodas: $L_{\text{guarda_rodas}} = 0,4$ metro;
- Área da seção transversal do guarda rodas: $A_{\text{guarda_rodas}} = 0,23$ metro quadrado;
- Espessura média do revestimento asfáltico: $t_r = 12,5$ centímetros;
- Número de vigas longarinas: $n = 4$;
- Classe de resistência do concreto da laje de concreto armado: $F_{ck_{\text{laje}}} = 40$ MPa;

- Transversinas espaçadas de 5 em 5 metros, totalizando 7 vigas transversinas.

Os parâmetros do concreto das vigas longarinas foram apresentados na Tabela 4 e os parâmetros para o aço de protensão selecionado foram apresentados na Tabela 6.

A seção transversal das vigas longarinas foi dimensionada em formato de Seção I, com as dimensões apresentadas na Figura 41.

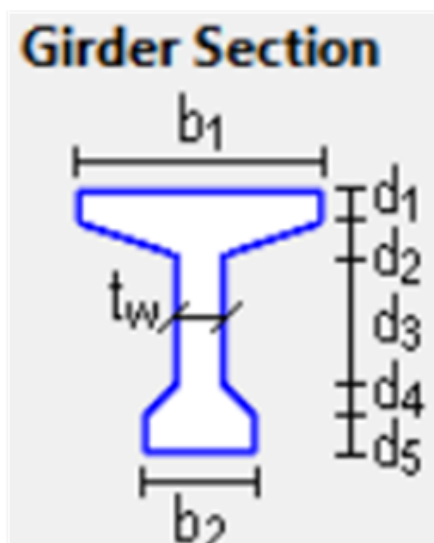
Figura 41 - Seção Transversal da longarina de concreto protendido



Fonte: Elaborada pelo autor.

As dimensões da seção transversal foram nomeadas de acordo com a Figura 42, para que pudessem ser representadas em fórmulas ao longo do processo de dimensionamento.

Figura 42 - Parâmetros Seção Transversal da longarina de concreto protendido



Fonte: Retirado do software *Ftool*

As propriedades geométricas da seção transversal da viga longarina estão apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 - Parâmetros da Seção Inicial da viga longarina

Seção I	
b_1	120 cm
b_2	120 cm
t_w	30 cm
d_1	20 cm
d_2	15 cm
d_3	120 cm
d_4	25 cm
d_5	20 cm
A_{st}	1,14 m ²
Y_{cg}	97,37 cm
I_c	0,58823 m ⁴
W_i	0,6041 m ³
W_s	0,5731 m ³

Fonte: Elaborada pelo autor.

A seção composta (seção T) foi calculada conforme explicado no item 2.2.3, para a atuação da mesa colaborante junto à viga após a concretagem da

mesa e das transversinas. Os parâmetros da seção composta estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros da Seção Composta da viga longarina

Seção T	
b1	152,5 cm
b2	305 cm
b3	95 cm
b4	95 cm
c	15 cm
bw	30 cm
bf adotado	2,5 m
Ast	1,7025 m ²
Ycg	134,99 cm
Ic	1,32012 m ⁴
Wi	0,9779 m ³
Ws	1,5086 m ³

Fonte: Elaborada pelo autor.

O tipo de cimento utilizado para as vigas de concreto protendido foi o C.P. III (Cimento de Alto Forno), com abatimento esperado de 8 centímetros. A umidade média do ambiente de construção da ponte foi arbitrada em 70% e a classe de agressividade ambiental classificada como C.A.A. III - ambiente marinho.

O tipo de protensão definido foi o de pós-tensão com aderência posterior, com nível de protensão limitada.

3.1.2 Carregamentos e esforços solicitantes

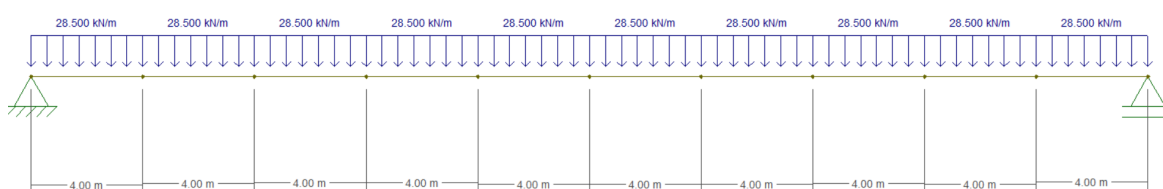
Conforme explicado no item 2.2.6.1 do presente trabalho, os carregamentos permanentes atuantes na ponte de concreto protendido são:

- Carga do guarda rodas: $\gamma_c * A_{\text{guarda_rodas}} = 2,25 \text{ kN/m}$;
- Carga da laje de concreto: $g_2 = \gamma_c * t_c = 5,625 \text{ kN/m}^2$;
- Carga do revestimento asfáltico: $g_{\text{pav}} = \gamma_r * t_c = 2,25 \text{ kN/m}^2$;
- Carga devido ao peso próprio da viga longarina: $g_1 = \gamma_c * A_{\text{st,viga}} = 28,5 \text{ kN/m}$;

- Carga devido às transversinas: $G2 = 12,89 \text{ kN/m}$.

Os carregamentos permanentes serão aplicados na ponte em 3 etapas diferentes. A 1ª etapa é quando é aplicada a protensão. Foi considerado que a longarina será concretada e, aos 14 dias após a concretagem, será aplicada a protensão. Nesses 14 dias o concreto terá uma resistência característica menor e terá que resistir aos esforços provenientes do peso próprio da viga ($g1$) somente. A distribuição de carregamentos na viga longarina devido à $g1$ está apresentada na Figura 43.

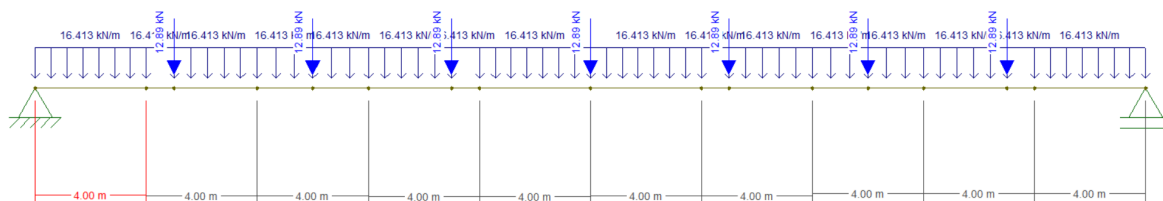
Figura 43 - Distribuição da carga $g1$



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

A 2ª etapa consiste na concretagem da laje e das vigas transversinas. Essa etapa ocorrerá aos 28 dias e a viga longarina precisará suportar os esforços devido ao peso próprio da laje e das vigas transversinas ($g2 + G2$), além do seu peso próprio. A carga da transversina foi considerada como pontual no gabarito longitudinal no ponto de encontro com as longarinas. O carregamento $g2$ foi calculado e distribuído para as 4 vigas longarinas em relação às suas posições no tabuleiro. A distribuição de carregamentos na viga longarina devido à $g2$ e $G2$ está apresentada na Figura 44.

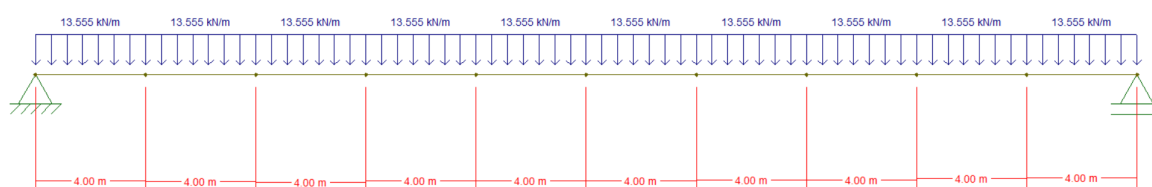
Figura 44 - Distribuição das cargas $g2$ e $G2$



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

A 3ª etapa ocorrerá aos 56 dias, quando a laje e as vigas transversinas já tiverem passado do processo de cura. Nessa etapa, a seção da viga longitudinal resistente já poderá ser considerada como a seção T composta e ocorre a concretagem do revestimento asfáltico e dos guarda-rodas (g3). O carregamento g3 deve ser distribuído transversalmente através do método de Engesser-Courbon explicado no item 2.1.1, visto que as transversinas já estão conectadas às longarinas e atuando na distribuição dos carregamentos. Entretanto, Pinho e Bellei (2007) em seu dimensionamento de ponte mista de longarinas de aço consideraram que esses carregamentos fossem distribuídos igualmente por todas as longarinas, da mesma maneira que g2 foi distribuído. Devido aos fins didáticos de comparação do presente trabalho, decidiu-se por utilizar as mesmas considerações de Pinho e Bellei (2007) para a distribuição das cargas, mas é importante deixar registrado que a maneira recomendada por norma é utilizar os métodos de distribuição transversal para determinar as cargas que são transmitidas às longarinas. A distribuição de carregamentos na viga devido à g3 (revestimento asfáltico e guarda-rodas) está apresentada na Figura 45.

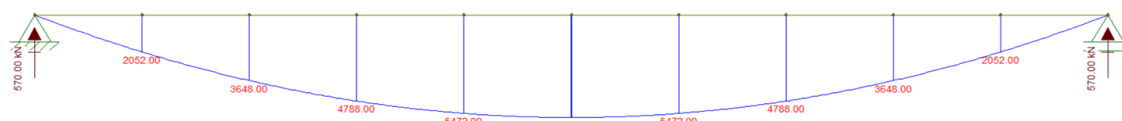
Figura 45 - Distribuição da carga g3



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

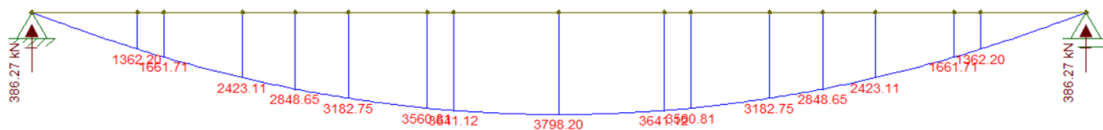
O diagrama de momentos fletores devido ao carregamento de 'g1', 'g2' e 'g3' estão representados na Figura 46, Figura 47 e na Figura 48, respectivamente.

Figura 46 - D.M.F. de g1



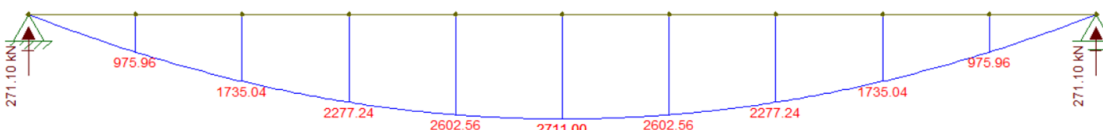
Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

Figura 47 - D.M.F. de g2 e G2



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

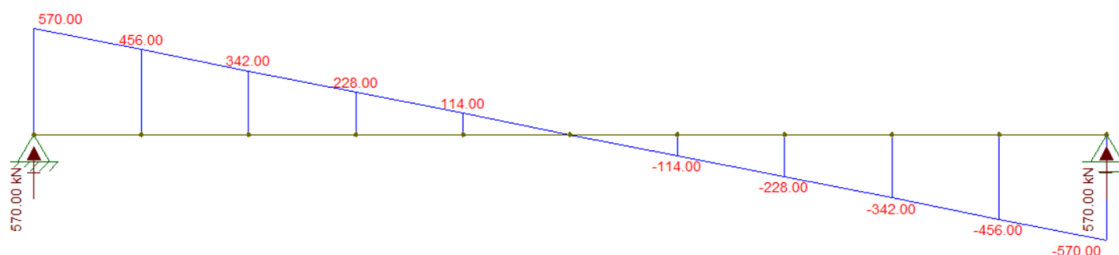
Figura 48 - D.M.F. de g3



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

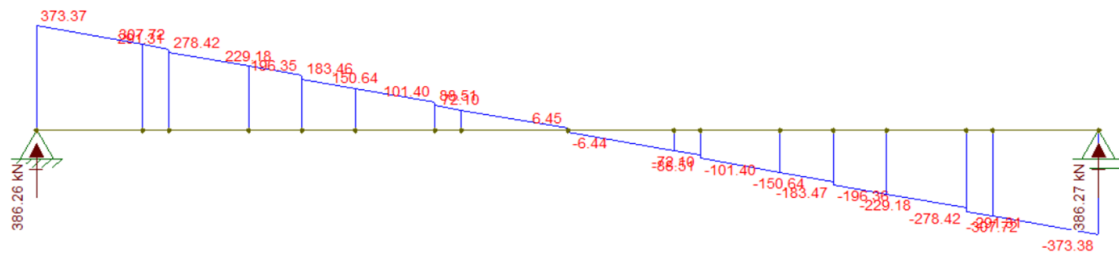
O diagrama de esforços cortantes devido ao carregamento de 'g1', 'g2' e 'g3' estão representados nas Figura 49, Figura 50 e Figura 51, respectivamente.

Figura 49 - D.E.C. de g1



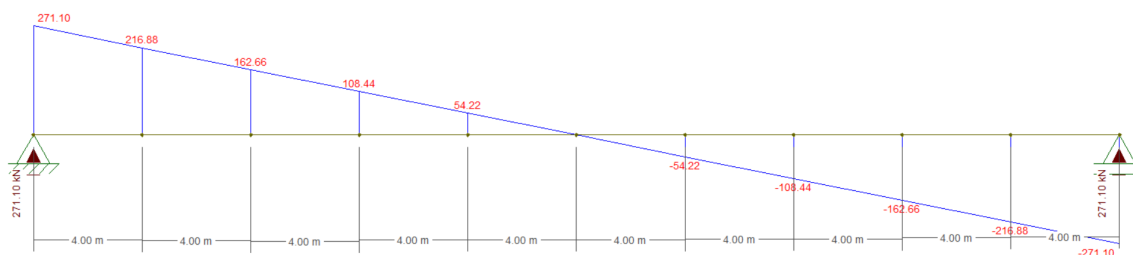
Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

Figura 50 - D.E.C. de g2 e G2



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

Figura 51 - D.E.C. de g3



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

Para as cargas móveis, utilizou-se do mesmo trem-tipo final com coeficientes calculados da ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007), determinado no item 2.3.2.2.

- Carga pontual trem-tipo final: $P_m = 141 \text{ kN}$;
- Carga distribuída trem-tipo final: $q_m = 17,6 \text{ kN/m}$.

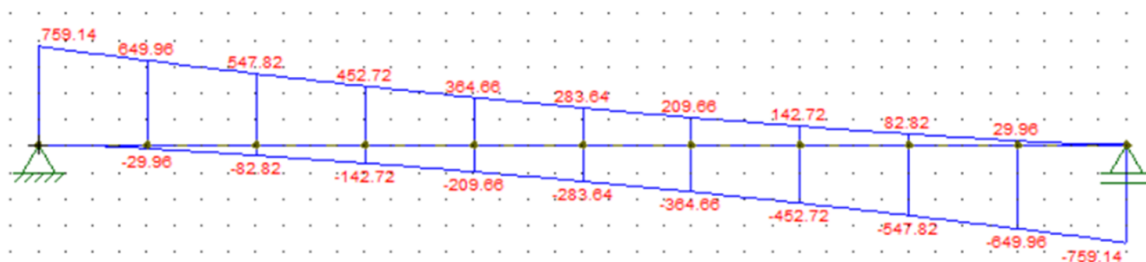
Com o auxílio do software Ftool, foi calculada a envoltória de momentos fletores na viga protendida devido à atuação do trem-tipo. Os momentos mínimos para uma ponte simplesmente bi-apoiada são positivos, então visto que os momentos mínimos não são negativos a envoltória pode considerar somente os momentos máximos que foram utilizados para as verificações. O resultado está apresentado na Figura 52 a seguir. A envoltória de esforços cortantes está apresentada na Figura 53.

Figura 52 - Momentos Fletores máximos de q1



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

Figura 53 - Envoltória de Esforços Cortantes de q1



Fonte: Elaborado pelo autor através do software Ftool.

A Tabela 11 representa o detalhamento dos momentos fletores atuantes devido à cada carregamento para as seções de controle da viga longarina dimensionada.

Tabela 11 - Momentos Fletores atuantes por seção de controle

Momentos Fletores Atuantes (kN*m)				
x (m)	Mg1	Mg2	Mg3	Mq
0	0,00	0,00	0,00	0,00
4	2052,00	1362,20	975,96	2726,55
8	3648,00	2423,11	1735,04	4833,10
12	4788,00	3182,75	2277,24	6319,65
16	5472,00	3641,12	2602,56	7228,50
20	5700,00	3798,20	2711,00	7538,50
24	5472,00	3641,12	2602,56	7228,50
28	4788,00	3182,75	2277,24	6319,65
32	3648,00	2423,11	1735,04	4833,10
36	2052,00	1362,20	975,96	2726,55
40	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.3 Estimativa de esforço de protensão pelas tensões normais em serviço ELS

A determinação da protensão inicial foi calculada conforme explicado no item 2.2.7. Os parâmetros iniciais de cálculo estão apresentados na Tabela 12. A excentricidade de protensão estimada foi determinada com base no catálogo de

protensão da empresa Protende (2013), que está representado na Figura 54. Estimou-se que seria necessário 3 cabos de 20 cordoalhas com bainha de diâmetro de 95 milímetros, com espaçamento de 8 centímetros da borda inferior e 8 centímetros de espaçamento vertical entre os cabos de protensão. O catálogo da ArcelorMittal (s.d.) utilizado para determinar a área da cordoalha não possui as informações sobre os cabos, por isso fez-se necessário utilizar o catálogo de outra empresa para estimar as dimensões do cabo de protensão.

Tabela 12 - Momentos Fletores atuantes por seção de controle

ESTIMATIVA PROTENSÃO INICIAL	
α	1,3
σ_{t_elsd}	0 MPa
σ_{t_elsf}	3,193 MPa
σ_{c_tot}	- 24 MPa
$A_{st,comp}$	1,7025 m ²
$W_{i,comp}$	0,9779 m ³
$W_{s,comp}$	1,5086 m ³
$e_{p,est}$	104,74 cm
ΔP_{arb}	25%
$A_{cordoalha}$	1,43 cm ²
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 54 - Catálogo de cabos de protensão da empresa Protende

Número de Cordoalha do Cabo	Diâmetro Interno Bainha		Consumo de Nata para Injeção				Seção Nominal de Aço do Cabo		Massa Nominal do Cabo	
			Volume l / m		Peso kg / m		mm ²		kg	
Un.	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm	12,7 mm	15,2 mm
2	30	35	0,5	0,7	1,0	1,3	197,4	280,0	1,570	2,204
3	35	40	0,7	0,9	1,3	1,6	296,1	420,0	2,355	3,306
4	40	45	0,9	1,1	1,7	2,0	394,8	560,0	3,140	4,408
5	45	50	1,1	1,3	2,1	2,4	493,5	700,0	3,925	5,510
6	50	60	1,5	2,1	2,6	3,8	592,2	840,0	4,710	6,612
7	55	65	1,8	2,5	3,2	4,5	690,9	980,0	5,495	7,714
8	55	65	1,7	2,3	3,1	4,2	789,6	1.120,0	6,280	8,816
9	60	70	2,1	2,8	3,7	5,0	888,3	1.260,0	7,065	9,918
10	65	75	2,5	3,2	4,5	5,8	987,0	1.400,0	7,850	11,020
11	65	75	2,4	3,1	4,3	5,5	1.085,7	1.540,0	8,635	12,122
12	65	80	2,3	3,6	4,1	6,4	1.184,4	1.680,0	9,420	13,224
15	70	85	2,5	3,8	4,6	6,9	1.480,5	2.100,0	11,775	16,530
16	75	90	3,0	4,4	5,5	7,9	1.579,2	2.240,0	12,560	17,632
18	75	90	2,8	4,1	5,1	7,4	1.776,6	2.520,0	14,130	19,836
19	80	95	3,4	4,7	6,1	8,5	1.875,3	2.660,0	14,915	20,938
20	80	95	3,3	4,6	5,9	8,3	1.974,0	2.800,0	15,700	22,040
21	85	100	3,8	5,2	6,9	9,5	2.072,7	2.940,0	16,485	23,142
22	85	100	3,7	5,1	6,7	9,2	2.171,4	3.080,0	17,270	24,244
24	85	100	3,5	4,8	6,4	8,7	2.368,8	3.360,0	18,840	26,448
25	85	100	3,4	4,7	6,2	8,4	2.467,5	3.500,0	19,625	27,550
27	90	110	3,9	6,1	7,1	11,0	2.664,9	3.780,0	21,195	29,754
30	100	120	5,2	7,6	9,4	13,7	2.961,0	4.200,0	23,550	33,060
31	100	120	5,1	7,4	9,2	13,4	3.059,7	4.340,0	24,335	34,162
37	110	130	6,2	8,6	11,3	15,6	3.651,9	5.180,0	29,045	40,774

Para enfição posterior do cabo, adotar para diâmetro da bainha o diâmetro subsequente.
As dimensões acima são apenas indicativas, em alguns casos devem ser de acordo com os padrões PROTENDE e conforme as condições de execução.

Fonte: PROTENDE, 2013, p. 7.

Os valores calculados e resultados desta etapa do dimensionamento estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Resultados Estimativa de Protensão Inicial

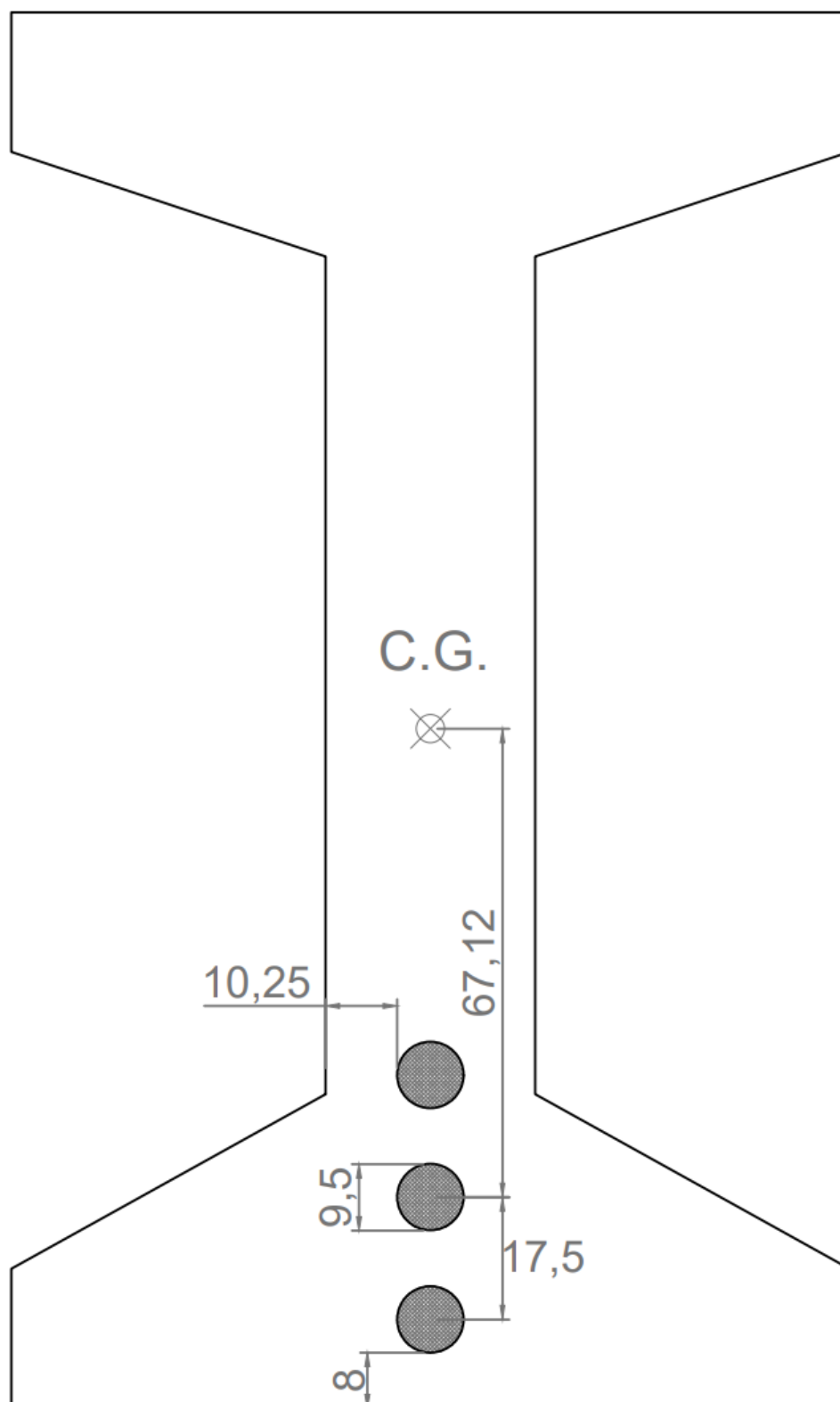
	ELS-D	ELS-F
$\sigma_{i,p\infty}$	- 14,8 MPa	- 22,52 MPa
σ_s	- 8,64 MPa	- 20,64 MPa
$\sigma_{t,lim}$	0 MPa	3,193 MPa
$\sigma_{c,tot}$	- 24 MPa	- 24 MPa
$P_{\infty,est}$	8922,44 kN	7926,80 kN
$P_{i,est}$	11.896,59 kN	
$A_{p,est}$	84,84 cm ²	
$n_{cordoalhas}$	60	
A_p	85,8 cm ²	
P_i	12.030,88 kN	

Fonte: Elaborado pelo autor.

O número de cordoalhas necessário calculado foi de 59,33 - arredondando o valor, chegou-se no resultado de 60 cordoalhas. Com esse número de cordoalhas necessário foi possível utilizar o mesmo esquema estimado inicialmente, de 3 cabos de protensão com 20 cordoalhas cada. Desta maneira, a área efetiva de protensão foi de 85,8 cm² e a protensão inicial foi determinada, então, com o valor de 12.030,88 kN, considerando que a tensão inicial limite para o aço CP - 190 RB é de $\sigma_{pi} = 1402,2 \text{ MPa}$.

A Figura 55 representa o arranjo dos cabos de protensão adotados na seção transversal na metade do comprimento da viga.

Figura 55 - Arranjo dos cabos de protensão na seção transversal de controle



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.4 Traçado longitudinal dos cabos

Para o traçado dos cabos de protensão, foram considerados os valores da Tabela 14.

Tabela 14 - Excentricidades dos cabos ao longo das seções de controle

TRAÇADO DOS CABOS						
Posição (m)	0	4	8	12	16	20
$e_{p,equiv\ simples}$ (cm)	0	33,26	54,45	66,26	67,12	67,12
$e_{p,equiv\ composta}$ (cm)	37,63	70,89	92,07	103,88	104,74	104,74

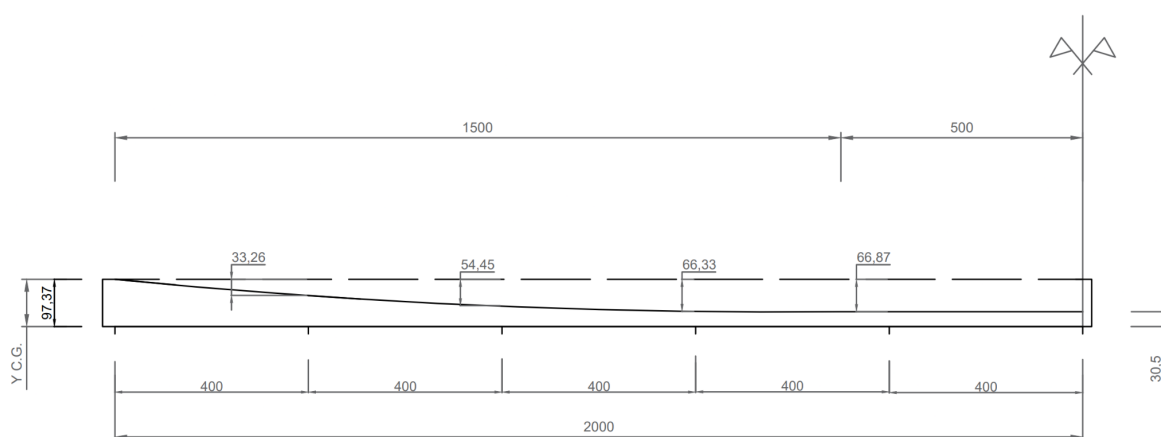
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tal que:

- $e_{p,equiv\ simples}$: Excentricidade de protensão equivalente do sistema de cabos para a seção inicial simples (seção I);
- $e_{p,equiv\ composta}$: Excentricidade de protensão equivalente do sistema de cabos para a seção final composta (seção T);

A Figura 56 a seguir apresenta a visão longitudinal do traçado do cabo equivalente na seção transversal inicial ao longo das seções de controle.

Figura 56 - Excentricidades dos cabos ao longo das seções de controle



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5 Cálculo das perdas de protensão efetivas

A determinação das perdas de protensão efetivas foi realizada conforme explicado no item 2.2.8.

3.1.5.1 Perdas Imediatas

3.1.5.1.1 Perdas por Atrito

O processo de cálculo das perdas de protensão por atrito foi explicado no item 2.3.6.1.1. Os valores dos coeficientes necessários para o cálculo desta etapa estão representados na Tabela 15 a seguir.

Tabela 15 - Parâmetros iniciais para cálculo das perdas de protensão por atrito

Perdas de Protensão por Atrito	
P_i	12.030,88 kN
e	2,7183
μ	0,2
K	0,002
α	0,0895 rad
$\Delta P_{atr,curvo}$	284,108 kN
$\Delta P_{atr,reta}$	307,579 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados das perdas de protensão por atrito para cada seção de controle estão apresentados na Tabela 16 e foram calculados através da Equação 19.

Tabela 16 - Perdas de protensão por atrito para cada seção de controle

x (m)	0	4	8	12	16	20
ΔP_{atr} (kN)	0	75,762	151,525	227,287	288,803	307,579

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5.1.2 Perdas por Acomodação da ancoragem

O processo de cálculo das perdas de protensão por efeitos da acomodação da ancoragem foi explicado no item 2.2.8.1.2. Os resultados da perda de

protensão devido à acomodação da ancoragem estão representados na Tabela 17 a seguir.

Tabela 17 - Perdas de protensão por acomodação da Ancoragem

Perda por Acomodação da Ancoragem	
Δw	2 mm
w	12,8072 m
$P_{a,w}$	11768,26 kN
$\Delta P_{acom,w0}$	525,229 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto

O processo de cálculo das perdas de protensão por encurtamento do concreto foi explicado no capítulo 2.2.8.1.3. Os valores dos coeficientes necessários para o cálculo desta etapa e os resultados finais estão representados na Tabela 18 a seguir.

Tabela 18 - Perdas de protensão por acomodação da Ancoragem

Perda por Encurtamento Imediato	
$\alpha_{p,14}$	5,9871
A_p (cm ²)	85,8
n_{cabos}	3
σ_{cp} (MPa)	-19,262
σ_{cg} (MPa)	6,504
$\Delta\sigma_p$ (MPa)	25,461
ΔP_{enc} (kN)	218,455

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para as perdas por encurtamento elástico do concreto, calcula-se somente um valor médio na seção mais solicitada, e então aplica-se o resultado para todas seções de controle.

3.1.5.2 Perdas de protensão progressivas

Segundo Cholfe e Bonilha (2013), as perdas progressivas dos esforços de protensão foram calculadas primeiramente para a seção mais solicitada (Seção 5, $x = 20$ m) e, então, foi calculado o coeficiente K que serve para determinar a relação entre os valores de protensão após as perdas progressivas e os valores de protensão por seção após as perdas imediatas. O coeficiente K é a relação entre a protensão final no tempo infinito e a protensão após as perdas imediatas na seção mais solicitada. Utiliza-se, então, este coeficiente para multiplicar as protensões após as perdas imediatas das outras seções de controle e, assim, são determinados seus valores no tempo infinito.

3.1.5.2.1 Perdas de protensão por efeitos de retração e fluência

O processo de cálculo das perdas de protensão por efeitos de retração e fluência foi explicado no item 2.2.8.2.1. Os valores dos coeficientes necessários para o cálculo desta etapa estão representados na Tabela 19 e na Tabela 20 a seguir. As idades usadas para cálculo (t_1 , t_2 e t_3) representam as 3 etapas de carregamento da ponte. A partir de t_3 as tensões calculadas foram baseadas na seção composta.

Tabela 19 - Parâmetros iniciais para cálculo de perdas de protensão devido à retração e fluência

Parâmetros Iniciais	
t1	14
t2	28
t3	56
t ∞	10.000
Temperatura	25 °C
$\alpha_{fluencia}$	1
$\alpha_{retração}$	1

Fonte: Elaborado pelo autor.

As idades fictícias calculadas estão apresentadas na Tabela 20 a seguir.

Tabela 20 - Idades Fictícias para o cálculo da perda de protensão devido à retração e fluência

Idades Fictícias	
t1f	16
t2f	33
t3f	66
t1r	16
t2r	33
t3r	66

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os parâmetros relacionados à retração foram calculados e apresentados na Tabela 21. Os parâmetros relacionados à fluência estão na Tabela 22. Os coeficientes finais e os resultados finais estão na Tabela 23 e na Tabela 24 respectivamente.

Tabela 21 - Parâmetros de cálculo referentes à retração

Parâmetros Retração	
$\epsilon.1s$	- 0,00061603
$\epsilon.2s$	0,7752
$\beta.s.∞$	1,0
$\beta.s.16$	0,05
$\epsilon.cs.∞.16$	- 0,00045369

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 22 - Parâmetros de cálculo referentes à fluência

Parâmetros Fluência	
$\phi a16$	0,3231
$\phi f16$	1,9191
$\phi d16$	0,4
$\phi.∞.16$	2,6422
$\phi a33$	0,2418
$\phi f33$	1,7213
$\phi d33$	0,4
$\phi.∞.33$	2,3631
$\phi a66$	0,1761
$\phi f66$	1,5257
$\phi d66$	0,4
$\phi.∞.66$	2,1018

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 23 - Coeficientes finais para cálculo devido à retração e fluência

Coeficientes finais	
$\epsilon_{cs,\infty,16}$	- 0,00045369
$\phi_{\infty,16}$	2,6422
$\phi_{\infty,33}$	2,3631
$\phi_{\infty,66}$	2,1018

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 24 - Perda de protensão devido à retração e à fluência

Resultados	
$\Delta\sigma_{p.c.s.,\infty,16}$	160,6991 MPa
$\Delta P_{ret.flu}$	1378,7984 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5.2.2 Perdas de protensão por efeitos de relaxação das armaduras

O processo de cálculo das perdas de protensão por efeito da relaxação das armaduras ativas foi explicado no capítulo 2.2.8.2.2. Os resultados de cálculo da relaxação pura estão representados na Tabela 25 a seguir.

Tabela 25 - Cálculo de perda por relaxação pura

Relaxação Pura	
Ψ_{1000}	3,2583
$\Psi_{\infty,16}$	7,4116
$\Delta\sigma_{pura,\infty,16}$	103,93 MPa
ΔP_{relax}	891,69 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados finais de relaxação relativa estão apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Cálculo de perda por relaxação pura

Relaxação Relativa	
$\Delta\sigma_{rel,\infty,16}$	92,0156 MPa
$\Delta P_{relax,relat}$	789,4939 kN

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5.3 Perdas e Protensões finais

Neste capítulo estão apresentados os resultados finais das protensões para cada seção de controle. Conforme mencionado anteriormente, as perdas progressivas foram calculadas para a seção mais solicitada ($x = 20$ m) e, então, foi utilizado o coeficiente K para determinar as perdas progressivas nas outras seções de controle, conforme recomendado por Cholfe e Bonilha (2013). O coeficiente K é a relação entre a protensão final no tempo infinito e a protensão após as perdas imediatas na seção mais solicitada. Utiliza-se então o coeficiente K para multiplicar as protensões após as perdas imediatas das outras seções, para se determinar seus valores no tempo infinito. Na Tabela 27 estão representadas as perdas de protensão na seção S5.

Tabela 27 - Perdas de protensão finais na Seção 5

Perdas de Protensão Finais na Seção 5	
Pi (kN)	12.030,88
ΔP_{Patr} (kN)	307,58
ΔP_{Enc} (kN)	218,46
$\Delta P_{\text{ret.flu}}$ (kN)	1378,80
$\Delta P_{\text{relax.relat}}$ (kN)	789,49
$P_{\infty \times 5}$	9336,55
K	0,8115

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 28 apresenta uma relação com todas as perdas de protensão imediatas por seção de controle, enquanto que a Tabela 29 apresenta as forças de protensão remanescentes após cada etapa de cálculo. O gráfico com os valores representados na Tabela 29 estão apresentados na Figura 57.

Tabela 28 - Perdas de protensão finais por Seção de Controle

Tabela de Perdas Imediatas por Seção											
x (m)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
Pi	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88
ΔP_{Patr} (kN)	0	75,762	151,525	227,287	288,803	307,579	288,803	227,287	151,525	75,762	0
ΔP_{acom} (kN)	525,223	361,183	197,143	33,103	0,000	0,00	0,000	33,103	197,143	361,183	525,223
ΔP_{Enc} (kN)	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46

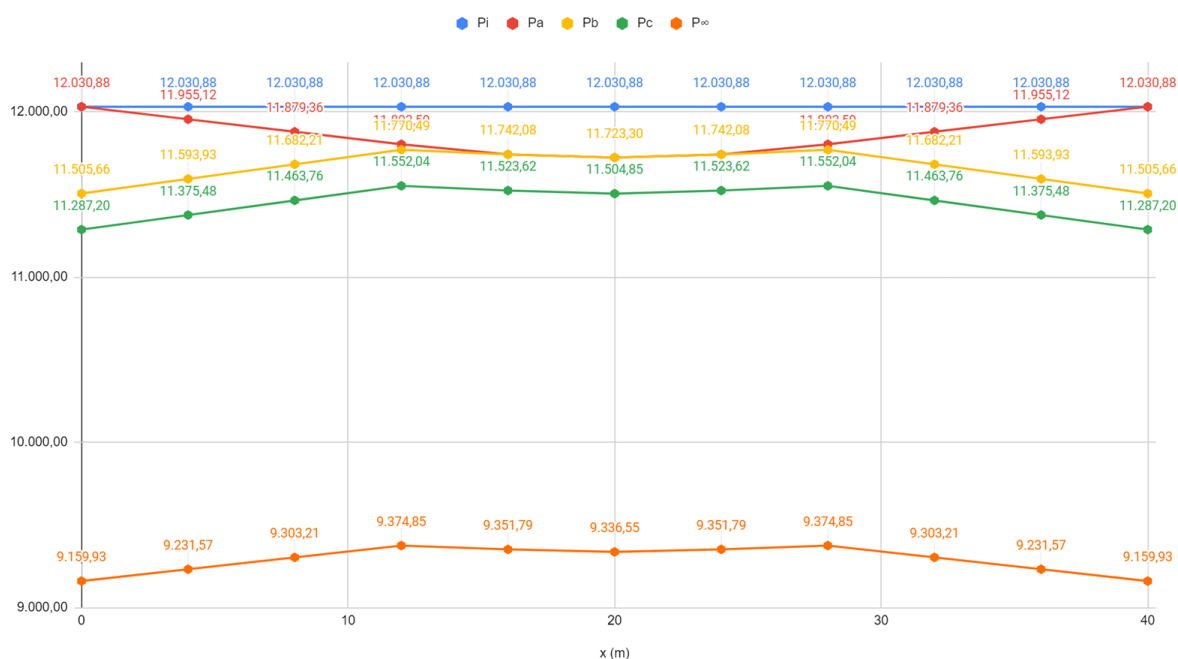
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 29 - Protensão por etapa de cálculo por Seção de Controle

Tabela de Protensão por Etapas											
x (m)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
Pi	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88
Pa	12.030,88	11.955,12	11.879,36	11.803,59	11.742,08	11.723,30	11.742,08	11.803,59	11.879,36	11.955,12	12.030,88
Pb	11.505,66	11.593,93	11.682,21	11.770,49	11.742,08	11.723,30	11.742,08	11.770,49	11.682,21	11.593,93	11.505,66
Pc	11.287,20	11.375,48	11.463,76	11.552,04	11.523,62	11.504,85	11.523,62	11.552,04	11.463,76	11.375,48	11.287,20
P∞	9.159,93	9.231,57	9.303,21	9.374,85	9.351,79	9.336,55	9.351,79	9.374,85	9.303,21	9.231,57	9.159,93

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 57 - Perdas de protensão finais por Seção de Controle



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.6 Verificações do Estado Limite de Serviço

Os cálculos e fórmulas necessários para realizar as verificações no Estado Limite de Serviço foram apresentados no item 2.2.7. Neste item, estão apresentados os resultados das verificações dos Estados Limites de Serviço no tempo infinito e no ato da protensão.

3.1.6.1 ELS no tempo infinito

Os parâmetros iniciais necessários para cálculo são as tensões limites de tração ($\sigma_{t,lim,els}$) para cada estado limite (descompressão e fissuração), a tensão limite de compressão adotada ($\sigma_{c,lim}$), e os fatores de redução das combinações

de ações (ψ_1 e ψ_2). Esses parâmetros são apresentados na Tabela 30. Foi adotada a convenção de sinal negativo para representar tensões de compressão, e sinal positivo para representar tensões de tração.

Tabela 30 - Parâmetros iniciais de cálculo Estado Limite de Serviço

Verificação no E.L.S. no tempo Infinito	
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3
$\sigma_{t,lim,elsd}$ (MPa)	0
$\sigma_{t,lim,elsf}$ (MPa)	3,193
$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	- 24 MPa

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores dos momentos atuantes no tempo infinito, bem como a excentricidade de protensão para cada seção de controle (seção composta T) estão apresentados na Tabela 31, separados por seção de controle.

Tabela 31 - Momentos atuantes no tempo infinito

x (m)	0	4	8	12	16	20
ep (cm)	37,63	70,88	92,07	103,88	104,74	104,74
Mg1 (kN*m)	0,00	2052,00	3648,00	4788,00	5472,00	5700,00
Mg2 (kN*m)	0,00	1362,20	2423,11	3182,75	3641,12	3798,20
Mg3 (kN*m)	0,00	975,96	1735,04	2277,24	2602,56	2711,00
Mq1 (kN*m)	0,00	2726,55	4833,10	6319,65	7228,50	7538,50

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados das tensões atuantes nas bordas inferiores (σ_i) e superiores (σ_s) com a combinação quase-permanente de ações para o Estado Limite de Serviço de Descompressão estão apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 - Tensões atuantes nas bordas por seção de controle no ELS-D

ELS-D						
x (m)	0	4	8	12	16	20
σ_i (MPa)	-8,9047	-6,7882	-4,7586	-3,0473	-1,3118	-0,6868
σ_s (MPa)	-3,0957	-4,537	-5,9212	-7,1006	-8,2033	-8,5937

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados das tensões atuantes nas bordas inferiores (σ_i) e superiores (σ_s) com a combinação frequente de ações para o Estado Limite de Serviço de Formação de Fissuras estão apresentados na Tabela 33.

Tabela 33 - Tensões atuantes nas bordas por seção de controle no ELS-F

ELS-F						
x (m)	0	4	8	12	16	20
σ_i (MPa)	-8,9047	-6,2305	-3,7702	-1,7548	0,1665	0,855
σ_s (MPa)	-3,0957	-4,8985	-6,5627	-7,9384	-9,1616	-9,5931

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar, então, mediante os resultados aqui apresentados, que as tensões atuantes no ELS-F e no ELS-D no tempo infinito passam a verificação, visto que nenhuma tensão atingiu os limites definidos.

Conforme mencionado no capítulo 2.2.9, as tensões atuantes nas bordas inferiores e superiores em nenhum momento ultrapassaram o limite de $f_{ctk_{inf}}$ (2,4562 MPa para concreto C40) e por isso não se fez necessário realizar as verificações no ELS-W.

3.1.6.2 ELS no ato da protensão

Os parâmetros iniciais necessários para cálculo e os resultados de cálculo das tensões estão apresentados na Tabela 34. Foi adotada a convenção de sinal negativo para representar tensões de compressão, e sinal positivo para representar tensões de tração. As excentricidades de protensão de cada seção foram calculadas de acordo com a Seção Inicial I, visto que nesta etapa a laje ainda não atua como seção colaborante. O único carregamento atuante na viga no ato da protensão é a de seu peso próprio (Mg1), além dos esforços provenientes da protensão P_i que foram considerados para os cálculos das tensões atuantes nas bordas.

Tabela 34 - Dados e resultados por seção de controle no ELS no ato da protensão

Verificação no E.L.S. no ato da protensão						
x (m)	0	4	8	12	16	20
ep (cm)	0,00	33,26	54,45	66,26	67,12	67,12
Mg1 (kN*m)	0,00	2052,00	3648,00	4788,00	5472,00	5700,00
σ_i (MPa)	-10,5534	-13,78	-15,358	-15,8229	-14,8619	-14,4845
σ_s (MPa)	-10,5534	-7,1524	-5,4891	-4,9991	-6,012	-6,4098
$\sigma_{t,lim}$ (MPa)	0					
$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	- 24 MPa					

Fonte: Elaborado pelo autor.

Novamente verifica-se que as tensões limites foram respeitadas.

3.1.7 Verificações do Estado Limite Último

Os cálculos e fórmulas necessários para realizar as verificações no Estado Limite Último foram apresentados no capítulo 2.2.9.2. Neste capítulo, estão apresentados os resultados das verificações dos Estados Limites Últimos na flexão no tempo infinito e no ato da protensão, e no cisalhamento.

Os coeficientes de ponderação utilizados para determinar os momentos resistentes de cálculo e os momentos solicitantes de cálculo estão apresentados na Tabela 35. Esses coeficientes foram determinados através da NBR 6118:2014.

Tabela 35 - Coeficientes de ponderação para cálculos no E.L.U.

Coeficientes de ponderação		
	Favorável	Desfavorável
γ_g	1	1,35
γ_q	0	1,5
γ_p	0,9	1,2

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.7.1 Em relação à flexão no tempo infinito

Os resultados dos Momentos Resistentes de Cálculo (M_{Rd}) e dos Momentos Solicitantes de Cálculo (M_{Sd}) estão apresentados na Tabela 36 a seguir, separados por seção de controle.

Tabela 36 - Momentos resistentes e solicitantes de cálculo no tempo infinito.

Verificação no E.L.U. com tempo infinito						
Resultados						
Seção	0	1	2	3	4	5
M_{Rd}	29126,33	37700,71	43422,80	46725,75	46918,93	46892,28
M_{Sd}	0,00	10016,54	17787,85	23314,26	26658,92	27790,17

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar, então, mediante os resultados aqui apresentados, que os momentos solicitantes de cálculo no ato da protensão passam a verificação, visto que em nenhuma seção de controle os mesmos ultrapassaram os valores de momento resistente de cálculo.

3.1.7.2 Em relação à flexão no ato da protensão

Os resultados dos Momentos Resistentes de Cálculo (M_{Rd}) e dos Momentos Solicitantes de Cálculo (M_{Sd}) estão apresentados na Tabela 37 a seguir, separados por seção de controle.

Tabela 37 - Momentos resistentes e solicitantes de cálculo no ato da protensão.

Resultados						
Seção	0	1	2	3	4	5
M_{Rd}	4994,84	8690,38	11564,91	13370,21	13507,75	13507,75
M_{Sd}	0	2770,2	4924,8	6463,8	7387,20	7695,00

Fonte: Elaborado pelo autor.

Pode-se observar, então, mediante os resultados aqui apresentados, que os momentos solicitantes de cálculo no ato da protensão passam a verificação, visto que em nenhuma seção de controle os mesmos ultrapassaram os valores de momento resistente de cálculo.

Apesar de os momentos solicitantes de cálculo terem resultado em valores significativamente diferentes dos momentos resistentes de cálculo (~55% de diferença), não foi considerado que as longarinas foram superdimensionadas. Isto se deve ao fato de que as tensões calculadas no Estado Limite de Fissuração e

no Estado Limite de Descompressão resultaram em valores muito mais próximos aos seus limites.

3.1.7.2 Em relação ao cisalhamento

Os cálculos e fórmulas necessários para se realizar as verificações no Estado Limite Último referentes ao cisalhamento foram apresentados no item 2.2.9.2.2. A Tabela 38 contempla os valores de esforço cortante necessários para cálculo (V_{gi}, V_{q1}, V_p), o maior valor de protensão final de para cada trecho, os parâmetros calculados V_{sw} e $VRd2$, bem como a área de armadura transversal necessária para resistir aos esforços cortantes $A_{sw,90}$, e a área de armadura transversal mínima necessária definida por norma $A_{sw,mín}$.

Tabela 38 - Verificação da resistência ao cisalhamento.

Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
Vg1 (kN)	570,00	456,00	342,00	228,00	114,00
Vg2 (kN)	373,37	307,26	228,55	150,34	72,10
Vg3 (kN)	271,10	216,88	162,66	108,44	54,22
Vq1 (kN)	759,14	649,96	547,82	452,72	364,66
Vp (kN)	-638,96	-483,14	-324,68	0,00	0,00
Vsd (kN)	1334,65	1146,96	956,35	939,50	604,98
P_{∞} (kN)	9159,93	9231,57	9303,21	9374,85	9351,79
VRd2 (kN)	3737,34	3737,34	3737,34	3737,34	3737,34
Vc (kN)	1214,23	1214,23	1178,13	1071,57	1042,84
Vsw (kN)	120,42	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{sw,90}$ (cm ² /m)	1,5979	0,00	0,00	0,00	0,00
$A_{sw,mín}$ (cm ² /m)	4,2106				

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os parâmetros da armadura transversal adotada estão apresentados na Tabela 39 a seguir, separados por seção de controle. Tal que:

- $S_{t,long,máx}$: Representa o espaçamento máximo permitido por norma;
- S_{ef} : Representa o espaçamento efetivo adotado;
- ϕt : Representa o diâmetro de aço para os estribos selecionados. Foram calculados 2 ramos de estribo de 8mm de diâmetro a cada 0,23 metro;

- $A_{s,ef}$: Representa a área de aço de armadura transversal dos estribos para cada espaçamento.

Tabela 39 - Parâmetros da armadura transversal adotada

Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
$S_{t,long,máx}$ (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
$A_{sw,mín}$ (cm ² /m)	4,21				
Φt (mm)	8	8	8	8	8
$S_{,ef}$ (m)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
$A_{ws,ef/s}$ (m)	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37

Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.7.3 Verificação de Fadiga da Armadura

Os cálculos e fórmulas necessários para realizar as verificações referentes à fadiga das armaduras foram contemplados no item 2.2.9.2.3.

A Tabela 40 contempla os valores de todos os parâmetros de cálculo referente à verificação da armadura transversal em relação à fadiga, bem como os valores limites de tensão para cada trecho.

Tabela 40 - Verificação da armadura transversal em relação à fadiga.

Verificação da Fadiga Armadura Transversal					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
V_{gk} (kN)	1214,47	980,14	733,21	486,78	240,32
$V_{q,máx}$ (kN)	759,14	649,96	547,82	452,72	364,66
$V_{q,min}$ (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$0,5 * V_c$ (kN)	607,11	607,11	589,06	535,79	521,42
$V_{máx}$ (kN)	1594,04	1305,12	1007,12	713,14	422,65
$V_{mín}$ (kN)	1214,47	980,14	733,21	486,78	240,32
$A_{sw/s}$ (cm/m)	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37
s (m)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
σ_{sw} (MPa)	48,50	32,58	17,10	3,90	11,56
$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	85	85	85	85	85

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 41 contempla os valores de todos os parâmetros de cálculo referente à verificação da armadura de protensão em relação à fadiga, bem como os valores limites de tensão para cada trecho.

Tabela 41 - Verificação da armadura transversal em relação à fadiga.

Verificação da Fadiga Armadura Longitudinal					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
ΔM_q (kN.m)	2726,55	4833,1	6319,65	7228,5	7538,5
$\Delta \sigma_c$ (MPa)	2,1634	3,8348	5,0143	5,7354	5,9814
$\Delta \sigma_s$ (MPa)	21,634	38,348	50,143	57,354	59,814
$\Delta f_{sd,fad}$ (MPa)	110	110	110	110	110

Fonte: Elaborado pelo autor.

Para ambos os casos, pode-se verificar que a variação de tensão limite não foi ultrapassada em nenhum dos trechos analisados.

3.1.5 Armadura final

3.1.5.1 Armadura de pele

Os cálculos e fórmulas referentes à determinação da armadura de pele foram contemplados no capítulo 2.2.10.1. Os resultados estão na Tabela 42, que contemplam os seguintes termos:

- ϕt : Representa o diâmetro de aço escolhido para a armadura de pele;
- s : Representa o espaçamento vertical adotado entre os vergalhões em relação à seção transversal.

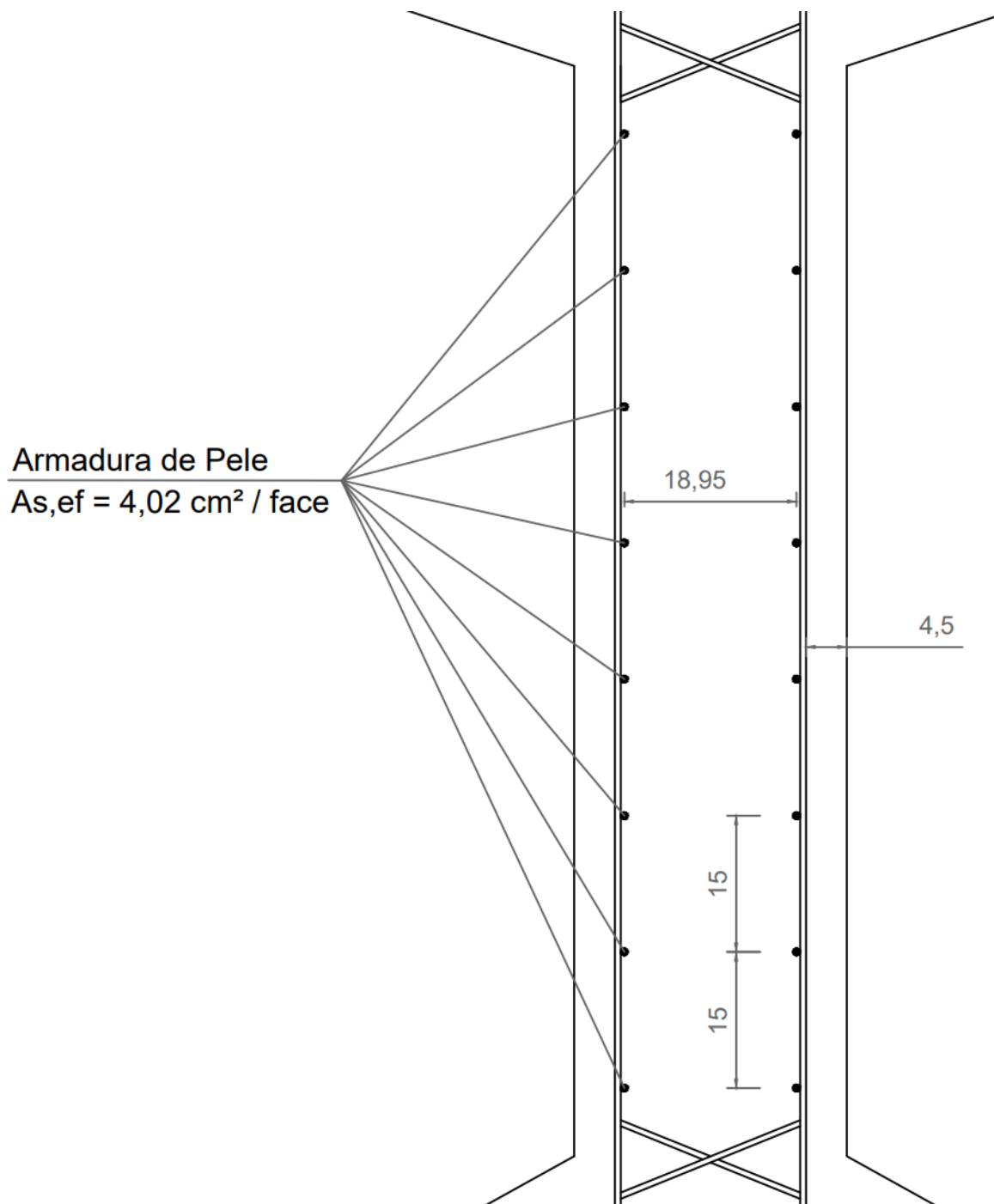
Tabela 42 - Parâmetros da Armadura de pele.

Armadura de Pele	
A_{alma,viga} (cm²)	3600
A_{s,nec por face} (cm²)	3,6
Φt (mm)	8
Qtd por face	8
A_{s,ef por face} (cm²)	4,02
s (cm)	15

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 58 a seguir representa o detalhamento da armadura de pele adotada.

Figura 58 - Detalhamento armadura de pele.



Fonte: Elaborado pelo autor.

3.1.5.2 Armadura de costura de mesa

Os cálculos e fórmulas referentes à verificação da necessidade de armadura de costura de mesa foram contemplados no capítulo 2.2.10.2.

A Tabela 43 apresenta as verificações de tensão cisalhante referente à armadura transversal dimensionada no capítulo 3.1.4.2.

Tabela 43 - Verificação Inicial armadura de costura de mesa

Armadura de Costura de Mesa					
Verificação Inicial					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
$\Phi t, 2R$ (mm)	8	8	8	8	8
Ast (cm²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
s (cm)	23	23	23	23	23
ρ	0,04%	0,04%	0,04%	0,04%	0,04%
Fmd (kN)	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71
$\tau.d$ (kPa)	569,20	569,20	569,20	569,20	569,20
$\tau.u$ (kPa)	526,32	526,32	526,32	526,32	526,32

Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se que, com os resultados calculados, não se pode considerar a seção composta como um elemento monolítico. Por isso, foram adotadas novas armaduras transversais para os trechos verificados. Os dois ramos de 8 mm de diâmetro iniciais foram alterados para dois ramos de 12,5 mm de diâmetro, e ainda foram adicionados quatro ramos de 12,5 mm de diâmetro para todas as seções, mantendo-se o mesmo espaçamento. Os novos parâmetros estão apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 - Verificação Final armadura de costura de mesa

Verificação Final					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
$\Phi ti, 2R$ (mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
$\Phi tad, 4R$ (mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
Ast (cm²)	7,36	7,36	7,36	7,36	7,36
s (cm)	23	23	23	23	23
ρ	0,27%	0,27%	0,27%	0,27%	0,27%
Fmd (kN)	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71
$\tau.d$ (kPa)	569,20	569,20	569,20	569,20	569,20
$\tau.u$ (kPa)	576,11	576,11	576,11	576,11	576,11

Fonte: Elaborado pelo autor.

O dimensionamento dos *studs* conectores entre a laje e as vigas do tabuleiro não faz parte do escopo deste trabalho, porém pode-se estimar a quantidade de *studs* para a ponte de concreto protendido com base no que foi dimensionado na ponte mista de Pinho e Bellei (2007). Esta informação está presente no capítulo 2.4.6. Desta maneira, foi adotada a quantidade de 2518 conectores tipo *stud* por longarina de concreto protendido, cada um com 15 centímetros de altura e 2,2 centímetros de diâmetro.

3.1.5.3 Armadura longitudinal de tração

Os cálculos e fórmulas referentes à determinação da armadura longitudinal passiva foram contemplados no capítulo 2.2.10.3. Os resultados estão na Tabela 45, tal que a armadura escolhida foi de aço CA-50, com 20 barras de 16mm de diâmetro cada, totalizando uma área de aço efetiva de 40,21 cm².

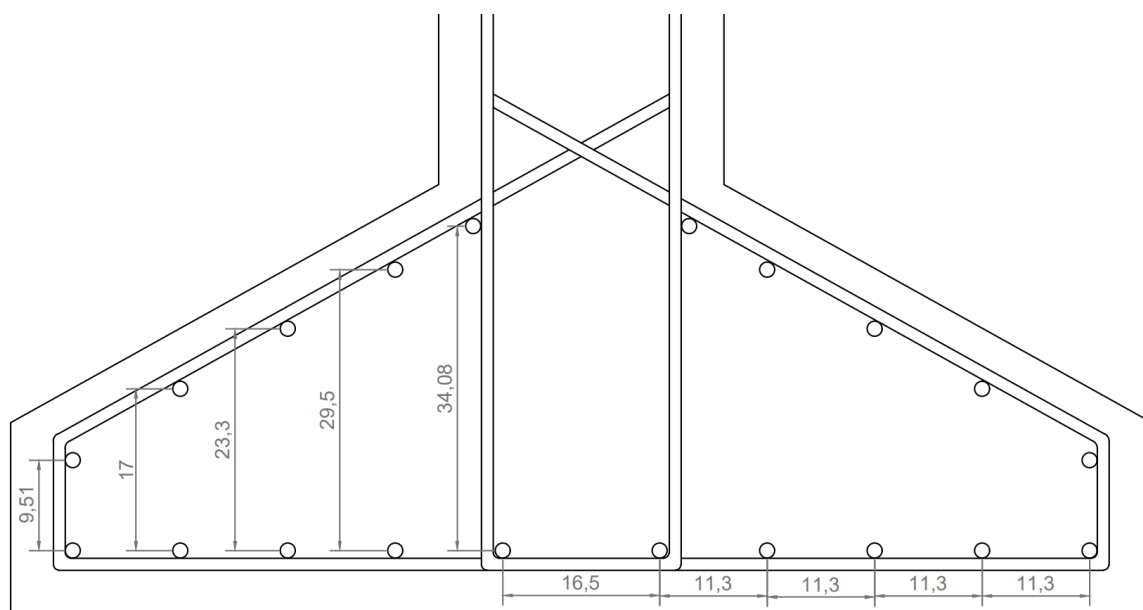
Tabela 45 - Parâmetros da armadura longitudinal passiva

Armadura longitudinal passiva	
A_{st} (m²)	1,7025
A_{st,recomendado} (cm²)	25,54
M_{d,mín} (kN*m)	3568,54
A_{s,mín} (cm²)	40,18
Armadura efetiva	20 Ø 16 mm
A_{s,ef} (cm²)	40,21

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Figura 59 a seguir representa o detalhamento da armadura passiva longitudinal adotada.

Figura 59 - Detalhamento armadura de tração passiva - Dimensões em cm



Fonte: Elaborado pelo autor.

4 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS CUSTOS MATERIAIS DAS PONTES

Neste capítulo são apresentados os custos finais dos materiais das pontes, para comparação. O custo da ponte de Pinho e Bellei (2007) foi estimado por Pedro (2017) e os custos das longarinas e da laje do tabuleiro da ponte de concreto protendido foram calculados de acordo com os parâmetros finais da ponte dimensionada neste trabalho. Os resultados foram comparados e analisados, e estão apresentados a seguir.

4.1 COMPARAÇÃO ENTRE A PONTE DE CONCRETO PROTENDIDO E A PONTE MISTA DE PINHO E BELLEI (2007)

O presente trabalho teve como escopo dimensionar as vigas longarinas protendidas da ponte. Os elementos rodoviários e a laje do tabuleiro foram adotados com os mesmos parâmetros finais da ponte de Pinho e Bellei (2007), para efeitos de comparação. A única diferença entre as duas pontes (além das longarinas) está na classe de concreto utilizada para a laje que foi o C40 (ponte longarinas protendidas) ao invés de C25 (ponte mista), devido à classe de agressividade ambiental arbitrada para este dimensionamento. As vigas transversinas da ponte de concreto protendido foram estimadas com base na bibliografia disponível e, dessa forma, não foram calculados os custos para as mesmas. Os *studs* conectores entre a viga longarina e a laje do tabuleiro foram estimados para que fosse utilizada a mesma quantidade que a ponte de Pinho e Bellei (2007).

Os custos unitários foram retirados de Pedro (2017) para manter a mesma base de cálculo, para fim de comparação, e estão apresentados na Tabela 46.

Tabela 46 - Custos unitários por material de Pedro (2017)

Item	Preço (R\$)	Preço (U\$)
m ³ de concreto CA-20	351,20	93,65
m ³ de concreto CA-25	364,03	97,07
m ³ de concreto CA-30	374,71	99,92
m ³ de concreto CA-35	386,46	103,06
kg de aço ASTM A36	4,08	1,09
kg de aço ASTM A572 Gr.50	4,54	1,21
kg de aço de armadura	6,22	1,66

Fonte: PEDRO, 2017, p. 94.

A Tabela 47 apresenta a quantidade de cada material, os custos unitários utilizados e os custos finais discriminados. O preço do concreto C40 e do aço para armadura de protensão foram orçados com base na planilha orçamentária Sinapi de Junho de 2015 do estado do Rio de Janeiro (CAIXA, 2015), a mesma planilha orçamentária utilizada por Pedro (2017) para tais insumos. A unidade de custo do concreto é o volume (m³) e a do aço é a massa (kg), enquanto os estribos são orçados por quantidade.

Tabela 47 - Custos por material da ponte de concreto protendido

<i>Cálculo de Custos materiais</i>	Volume (m ³)	Massa (kg)	Qtd.	Custo / un	Custo
Concreto Longarina C40	182,4	-	-	R\$ 413,66	R\$ 75.451,58
Concreto Laje C40	117	-	-	R\$ 413,66	R\$ 48.398,22
Aço Armadura de Protensão	1,3728	10707,84	-	R\$ 6,32	R\$ 67.673,55
Aço Arm. Pele Longarina	0,12864	1003,392	-	R\$ 4,54	R\$ 4.555,40
Aço Arm. Passiva Longarina	0,64336	5018,208	-	R\$ 4,54	R\$ 22.782,66
Aço Arm. Passiva Laje	0,0473	368,94	-	R\$ 4,54	R\$ 1.674,99
Studs	0,4594	3583,32	-	R\$ 4,54	R\$ 16.268,27
Estribos Ø 12,5	-	-	4174	R\$ 14,62	R\$ 61.023,88
Massa Específica Aço CA-50 (kg/m ³)				7800	
Total	-	-	-	-	R\$ 297.828,56

Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 48 apresenta o orçamento da ponte de Pinho e Bellei (2007) realizado por Pedro (2017). A tabela categoriza em quatro itens os custos por tipo de material utilizado na ponte mista:

- Custo do concreto C25 da laje (*Concrete*);
- Custo do aço de armadura passiva (*Reinforcement Steel*);

- Custo dos perfis de aço (*Frame Steel*); e
- Elementos acessórios da ponte (*Accessories*). Neste estão incluídos os preços dos diafragmas, dos enrijecedores e conectores.

Tabela 48 - Custos por categoria da ponte de Pinho e Bellei em USD

Item	Pinho & Bellei (2007)
Concrete	U\$11,610.13
Reinforcing Steel	U\$615.87
Frame Steel	U\$95,241.92
Accessories	U\$21,232.43
Total Cost	U\$128,700.35

Fonte: PEDRO, 2017, p.110.

Os resultados estão em dólar, então, para obter os valores em reais se fez necessário multiplicar os resultados por R\$3,75 - cotação utilizada por Pedro (2017). Os resultados em reais (BRL) estão apresentados na Tabela 49 e foram discriminados em três categorias: custo total da ponte, custo somente das longarinas considerando os elementos acessórios, e custo somente dos perfis de aço das longarinas.

Tabela 49 - Custos totais e das longarinas da ponte de Pinho e Bellei em BRL

Custo Pinho e Bellei total	R\$	482.626,31
Custo Longarina Pinho e Bellei (com acessórios)	R\$	436.778,81
Custo Longarina Pinho e Bellei (sem acessórios)	R\$	357.157,20

Fonte: Elaborado pelo autor.

A fim de comparar o custo das longarinas de concreto protendido com as longarinas de perfil de aço, a Tabela 50 apresenta os custos materiais somente das longarinas de concreto protendido.

Tabela 50 - Custos das vigas Longarinas Protendidas

<i>Cálculo de Custos materiais</i>	Volume (m ³)	Massa (kg)	Custo / un	Custo
Concreto Longarina C40 (m ³)	182,4	-	R\$ 413,66	R\$ 75.451,58
Aço Armadura de Protensão (m ³)	1,3728	10707,84	R\$ 6,32	R\$ 67.673,55
Aço Arm. Pele Longarina (m ³)	0,12864	1003,392	R\$ 4,54	R\$ 4.555,40
Aço Arm. Passiva Longarina (m ³)	0,64336	5018,208	R\$ 4,54	R\$ 22.782,66
Estribos Ø 12,5	4174	-	R\$ 14,62	R\$ 61.023,88
Total				R\$ 231.487,08

Fonte: Elaborado pelo autor.

O orçamento da longarina de concreto protendido resultou em um custo mais barato, o que era de se esperar visto que o custo de concreto é usualmente menor que o custo do aço em geral. Pode-se observar na Tabela 50 que a maior parcela do custo total da longarina é proveniente do custo do concreto C40 utilizado, dos quais foram necessários 182,4 metros cúbicos. A segunda parcela mais custosa foi devido ao aço de protensão, o que era de se esperar para uma longarina de concreto protendido. Os estribos representaram uma parcela de custo maior do que o esperado, pois, ao se fazer uma rápida pesquisa de mercado, foi possível observar que o custo unitário dos ramos de estribo de diâmetro 12,5 mm da planilha Sinapi é maior do que a média disponível para compra online - mesmo assim, foi utilizado o orçamento da planilha Sinapi, visando manter a comparação entre as diferentes pontes de forma justa.

4.2 PONTE MISTA DE AÇO OTIMIZADA DE PEDRO (2017)

Pedro (2017) desenvolveu um método de otimização para a ponte de Pinho e Bellei (2007), em sua dissertação "*Optimization of Steel-Concrete Composite I-Girder Bridges*", que determina os parâmetros que resultam numa ponte dimensionada de menor custo. Para desenvolver esse método de otimização, vinte e seis variáveis da ponte de Pinho e Bellei (2007) foram adotadas para cálculo. As variáveis e seus incrementos programados estão apresentados na Figura 60 a seguir.

Figura 60 - Variáveis método de otimização de Pedro (2017)

Variável	Limites	Incrementos
b2	[2, 4] m	0.25 m
Concreto	[CA-20, CA-35]	5 MPa
Aço	[A36, A572 Gr. 50]	-
h	[15, 25] cm	1 cm
Armadura longitudinal positiva	[0.1, 20] cm ²	-
Armadura transversal positiva	[0.1, 20] cm ¹³¹	-
Armadura longitudinal negativa	[0.1, 20] cm ¹³²	-
# de vigas longarina	[4, 6]	1
bs	[30, 100] cm	1 cm
hv	[100, 200] cm	1 cm
bu	[30, 100] cm	1 cm
d _{stud}	[1.9, 2.5] cm	0.3 cm
h _{stud}	[1, 15] cm	1 cm
bsa	[10, 50] cm	1 cm
bst	[10, 100] cm	1 cm
d ₀	[10, 300] cm	1 cm
d ₁	[10, 300] cm	1 cm
bsl	[10, 100] cm	1 cm
ndiaf	[1, 30]	1

Fonte: PEDRO, 2017, p.101.

O método de otimização consiste em duas etapas de desenvolvimento. Na primeira etapa, o programa (desenvolvido através do software *Matlab*) utiliza um algoritmo heurístico para determinar um domínio ótimo de cálculo da função de otimização. Já a segunda etapa realiza uma análise através do método dos elementos finitos (MEF), para determinar os parâmetros finais da ponte otimizada. Ao todo, Pedro (2017) apresentou duas pontes otimizadas, baseando-se na ponte mista original de Pinho e Bellei (2007).

A primeira ponte foi calculada utilizando-se a *Level-Rule* como método de distribuição transversal das cargas móveis na primeira etapa do programa, e a segunda ponte otimizada foi dimensionada usando o método de Fauchart para distribuição de cargas transversais. Os parâmetros da ponte otimizada com *Level*

Rule estão apresentados na Figura 61 e os parâmetros da ponte otimizada com o método de Fauchart estão apresentados na Figura 62.

Figura 61 - Parâmetros ponte otimizada via Level Rule (LR)

Item	Pinho e Bellei (2007)	L.R. (SGA)	M.E.F. (SGA)
b1	1.25 m	1.25 m	1.25 m
b2	3.50 m	3.50 m	3.50 m
Concreto	CA-25	CA-35	CA-35
Aço	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
h	23 cm	18 cm	20 cm
Armadura longitudinal positiva	8.00 cm ²	9.75 cm ²	8.51 cm ²
Armadura transversal positiva	5.00 cm ²	4.51 cm ²	4.02 cm ²
Armadura longitudinal negativa	13.00 cm ²	17.27 cm ²	15.41 cm ²
# de vigas longarina	4	4	4
bs	50 cm	41 cm	48 cm
ts	2.54 cm	2.22 cm	2.22 cm
hv	193 cm	200 cm	199 cm
tw	0.95 cm	1.60 cm	1.60 cm
bu	67 cm	47 cm	47 cm
tu	5.08 cm	6.35 cm	5.08 cm
Studs	2.2 x 15 cm	2.2 x 10 cm	2.2 x 10 cm
Enrijecedor de apoio	20 x 2.22 cm	11 x 2.22 cm	14 x 2.22 cm
Enrijecedor transversal	17 x 1.27 cm	12 x 1.27 cm	13 x 0.95 cm
Enrijecedor longitudinal	17 x 1.27 cm	Nenhum	Nenhum
Diafragma	127 x 127 x 9.52 cm	128 x 127 x 6.35 cm	129 x 127 x 7.94 cm
Custo	U\$ 128,700.35	U\$ 128,553.19	U\$ 124,285.64
Comparação em %	-	-0.11 %	-3.55 %

Fonte: PEDRO, 2017, p.110.

Figura 62 - Parâmetros ponte otimizada via Fauchart

Item	Pinho e Bellei (2007)	FM (SGA)	M.E.F. (SGA)
b1	1.25 m	1.25 m	1.25 m
b2	3.50 m	3.50 m	3.50 m
Concreto	CA-25	CA-35	CA-35
Aço	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
h	23 cm	18 cm	20 cm
Armadura longitudinal positiva	8.00 cm ²	9.70 cm ²	9.21 cm ²
Armadura transversal positiva	5.00 cm ²	4.50 cm ²	4.02 cm ²
Armadura longitudinal negativa	13.00 cm ²	17.30 cm ²	17.05 cm ²
# de vigas longarina	4	4	4
bs	50 cm	44 cm	42 cm
ts	2.54 cm	2.22 cm	2.22 cm
hv	193 cm	198 cm	196 cm
tw	0.95 cm	1.27 cm	1.27 cm
bu	67 cm	37 cm	34 cm
tu	5.08 cm	7.62 cm	7.62 cm
Studs	2.2 x 15 cm	2.2 x 13 cm	2.2 x 13 cm
Enrijecedor de apoio	20 x 2.22 cm	11 x 2.54 cm	13 x 2.22 cm
Enrijecedor transversal	17 x 1.27 cm	12 x 0.95 cm	12 x 0.95 cm
Enrijecedor longitudinal	17 x 1.27 cm	15 x 1.27 cm	15 x 1.27 cm
Diafragma	127 x 127 x 9.52 cm	128 x 127 x 6.35 cm	128 x 127 x 6.35 cm
Custo	U\$ 128,700.35	U\$ 119,796.43	U\$ 117,884.93
Comparação em %	-	-7.43 %	-9.17 %

Fonte: PEDRO, 2017, p.112.

Os custos finais em BRL das duas pontes otimizadas estão apresentados na Tabela 51. Pedro (2017) não disponibiliza as informações referentes ao preço das longarinas dimensionadas pelo método de Fauchart.

Tabela 51 - Variáveis método de otimização de Pedro (2017)

Custo Otimizada LR total	R\$	466.071,15
Custo Longarina Otimizada LR (com acessórios)	R\$	443.306,25
Custo Longarina Otimizada LR (sem acessórios)	R\$	404.560,01
Custo Otimizada Fauchart total	R\$	449.236,61

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os orçamentos das pontes otimizadas resultaram em um menor custo se comparado às pontes de concreto protendido e de perfis de aço sem otimização, porém deve-se notar que as vigas longarinas por si só custam mais caro no projeto otimizadas por *Level Rule* e também provavelmente no projeto otimizado por Fauchart, observando-se os parâmetros finais. Nenhuma das pontes com

longarinas de aço, entretanto, resultaram em um custo menor à ponte dimensionada com longarinas de concreto protendido.

5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO DE TRABALHOS FUTUROS

O processo de dimensionamento da viga protendida pode ser resumido em três principais pilares: realizar estimativas inteligentes baseadas em bibliografias comprovadas, realizar os cálculos de perda de tensão, e realizar as verificações necessárias. Considera-se este processo complexo, devido ao nível de detalhamento necessário para projetos eficazes de Engenharia Civil. Existem variáveis que podem ser observadas na prática e é trabalho do engenheiro entender como essas variáveis funcionam e saber como aplicar isso de maneira teórica na hora de realizar um dimensionamento - esse foi o maior desafio deste trabalho. De nada adianta entender a teoria e realizar o dimensionamento seguindo as fórmulas sem refletir o que os resultados dos cálculos significam. No dimensionamento da viga de concreto protendido, muitas etapas poderiam ter sido erroneamente calculadas e terem resultado em um projeto final com orçamento muito maior se, por exemplo, as verificações dos estados limites de serviço tivessem sido feitas com combinações de ações diferentes. A capacidade de entender as fórmulas e equações em suas teorias também permite refletir sobre como a comparação final entre as duas pontes deste trabalho não necessariamente refletem uma regra geral para todas as pontes de concreto protendido e todas as pontes de longarinas de aço. O fato de que a longarina de concreto protendido deste trabalho resultou em um custo menor do que a longarina de aço de Pinho e Bellei (2007) não garante que será mais econômico projetar pontes de concreto protendido em qualquer situação. Cada caso é um caso e, para outras variáveis de ambiente e terreno, seria possível dimensionar uma longarina de aço mais econômica. Além disso, foram abordados somente os custos diretos materiais; caso fosse considerada a mão de obra necessária para cada método de construção, o resultado final da comparação poderia ter sido diferente.

Um ponto importante de reflexão é o fato de que as pontes finais do método de otimização de Pedro (2017) resultaram em um custo final menor do que a ponte de Pinho e Bellei (2007), porém as suas longarinas apresentaram um custo maior. Esses resultados inferem que as longarinas não necessariamente

serão os elementos da estrutura com maior influência no custo final da ponte, e que outros parâmetros podem causar mais impacto no custo final. Outra informação importante retirada desses resultados é o fato de que a ponte otimizada pelo método de Fauchart resultou num custo menor para uma ponte com longarinas de aço. É possível, então, que o mesmo aconteça para uma ponte com longarinas de concreto protendido dimensionada através do método de Fauchart.

Ao longo da construção desta monografia, foram identificadas algumas especificidades que não competem ao escopo deste trabalho, mas que poderiam causar importante impacto em futuras análises. A seguir, são pontuadas tais especificidades, como sugestões para trabalhos futuros.

Um dos fatores que mais influenciaram o processo de dimensionamento das longarinas de concreto protendido foi a Classe de Agressividade Ambiental, que influenciou diretamente a determinação de quais verificações precisavam ser realizadas. Uma significativa parte do processo de dimensionamento poderia ter sido diferente caso tivesse sido arbitrado um C.A.A. diferente. Seria interessante então, como sugestão de trabalho futuro, realizar um estudo dimensionando uma mesma ponte de longarinas protendidas para diferentes C.A.A.'s, e comparando os resultados finais tanto em relação ao custo dos materiais quanto em relação ao processo de dimensionamento de cada uma.

Outro aspecto identificado se refere à atuação da Seção Composta entre laje e viga, a qual eleva bastante a capacidade resistente do elemento estrutural. Por conta disso, fica claro que uma ponte dimensionada somente com a Seção Transversal de viga com formato I provavelmente resultaria numa ponte muito menos otimizada, podendo até ser mais cara que a ponte com longarinas de aço.

Como terceiro ponto, destaca-se a comparação final entre as pontes do método de otimização de Pedro (2017), que serviu para mostrar que pontes cujas longarinas de aço são mais caras não necessariamente resultarão em uma ponte mais cara. Como mencionado anteriormente, os elementos acessórios como os diafragmas, enrijecedores e a laje mesa do tabuleiro se mostraram mais determinantes em relação ao custo final da ponte. Fica como sugestão de trabalho futuro, então, o desenvolvimento do método de otimização de Pedro

(2017) para pontes de concreto protendido, a fim de se analisar quais combinações de parâmetros são as mais otimizadas em relação ao custo para este método de construção.

Por fim, também pode-se sugerir como uma extensão do tema abordado neste trabalho, um estudo relacionado à orçamentação completa do processo de construção das pontes analisadas (a ponte de concreto protendido aqui dimensionada; a ponte mista de aço de Pinho e Bellei (2007); e as pontes otimizadas de Pedro (2017)). Um estudo aprofundado sobre o planejamento dessas construções permitiria avaliar com mais acurácia qual método de construção é menos custoso.

A realização deste trabalho permitiu ao autor se empenhar em um projeto de dimensionamento de nível mais complexo e completo, tendo sido necessário aplicar os conhecimentos específicos das diversas áreas estudadas durante o curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Santa Catarina. Desta maneira, este trabalho serviu como excelente preparo para a futura atuação do autor como Engenheiro.

REFERÊNCIAS

ANTÔNIO NETO, Aiello Giuseppe. **Pontes – Apostila 1**. Universidade Presbiteriana Mackenzie. Acesso em: 10 dez. 2021.

ARCELORMITTAL. **Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido**. Disponível em: <https://bit.ly/3HEU5cl>. Acesso em: 5 de jan. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido - Procedimento. Rio de Janeiro: Abnt, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas. 2 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. 3 ed. Rio de Janeiro: Abnt, 2017.

BARBOZA, Aline da Silva Ramos. **Pontes**. Maceió: Universidade Federal de Alagoas, 2002.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Dimensionamento de vigas de concreto armado à força cortante**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021a.

BASTOS, Paulo Sérgio. **Fundamentos do concreto protendido**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2021b.

CAIXA. Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI. Rio de Janeiro, 2015.

CARVALHO, Roberto Chust. Estruturas em concreto protendido: cálculo e detalhamento. São Paulo: PINI, 2012.

CHOLFE, Luiz; BONILHA, Luciana. **Concreto protendido: teoria e prática**, 1ª ed. São Paulo: PINI, 2013.

CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Tabuleiros de pontes em vigas pré-moldadas protendidas com continuidade - Aspectos de projeto e construção**. Curitiba: Ibracon, 2009.

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE TRANSPORTES E INFRAESTRUTURA. Universidade Federal do Paraná. **História das pontes**. Disponível em: <https://itti.org.br/historia-das-pontes/>. Acesso em: 20 nov. 2021.

KAESTNER, Camile Luana. **Dimensionamento de longarinas protendidas com a consideração das etapas construtivas**. 2015. 182 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

KLEIN, Ralf. **Dimensionamento por Computador de Vigas Simplesmente Apoiadas de Concreto Protendido Pós-Tracionadas**. 2002. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

KOERICH, Rodrigo Broering. **Estudo de Estruturas Protendidas Hiperestáticas com a Representação da Protensão por Carregamentos Equivalentes**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, 2004.

LEONHARDT, Fritz. **Bridges: aesthetics and design**. London: The Architectural Press, 1982.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Concreto Protendido**. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina ECV 5266 – Concreto Protendido. Notas de aula. Florianópolis, 2014.

PEDRO, Renata Ligocki. **Optimization of Steel-Concrete Composite I-Girder Bridges**. 2017. 135 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

PFEIL, Walter. **Concreto protendido - Introdução**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1984

PINHO, Fernando Ottoboni; BELLEI, Ildony Hélio. **Pontes e viadutos em vigas mistas**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia / Centro Brasileiro da Construção em Aço, 2007.

PROTENDE - Sistemas e Métodos. **Catálogo**. 4ª edição, 2013. Disponível em <http://protende.engenharia.ws/CAT%C3%81LOGO%20PROTENDE.pdf>. Acesso em: 12 jan. 2022.

SPERNAU, Wilson. **Apostila de Pontes**. Universidade Federal de Santa Catarina. Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil. Disciplina ECV 5260 – Pontes. Notas de aula. Florianópolis, 2012.

THOMAZ, Eduardo Christo Silveira. **Concreto Protendido**. Instituto Militar de Engenharia. Seção de Ensino de Engenharia de Fortificação e Construção. Notas de aula. Rio de Janeiro. Disponível em: <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>. Acesso em: 3 nov. 2021.

APÊNDICE / ANEXOS

CÁLCULOS

Dimensionamento de uma Viga Longarina em Concreto Protendido

Aa

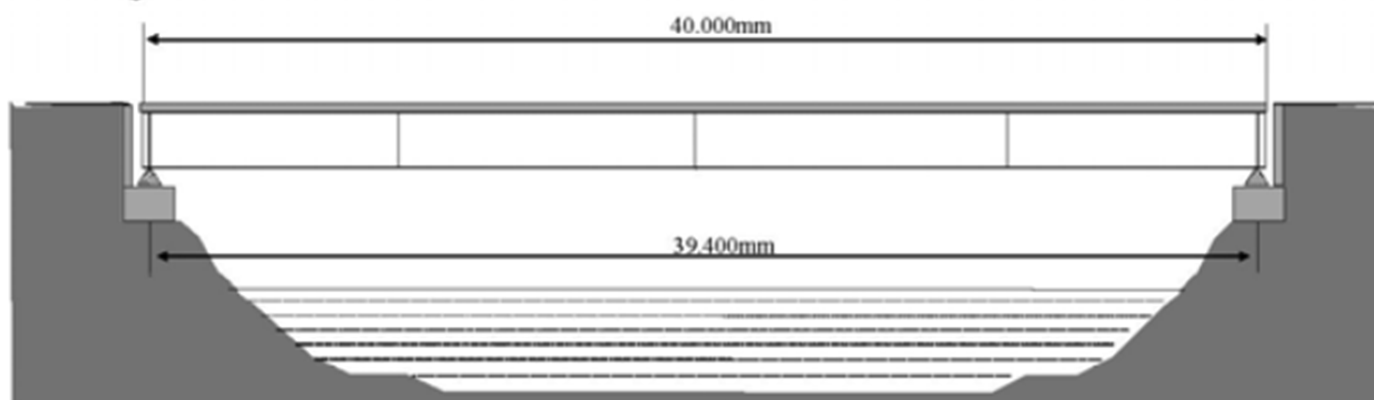
Aplicação com os esforços da ponte de Pinho & Bellei (2007)

1. Dados da Estrutura

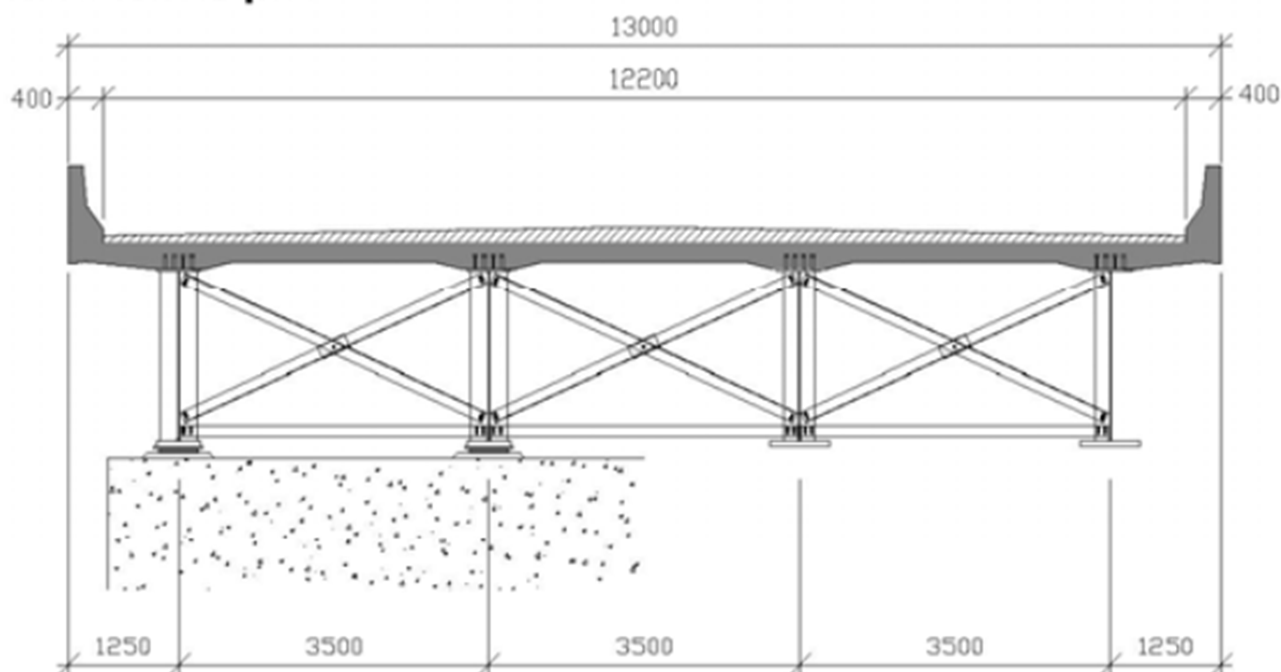
Será dimensionada uma ponte de concreto protendido a fim de se comparar os custos de construção com a ponte mista de aço e concreto dimensionada por Pinho & Bellei (2007). A ponte mista é a seguinte:

Dados retirados do **Anexo B - Exemplo 1** do Manual de Construção em Aço - Pontes e Viadutos em Vigas Mistas de Mauro Ottoboni Pinho e Ildony Hélio Bellei (2007)

Vista longitudinal



Seção transversal típica



Como estaremos realizando uma **comparação entre as duas pontes** já é possível determinar alguns parâmetros que a nossa ponte de Concreto Protendido precisará ter, sendo iguais aos da ponte mista. São eles:

$L := 40 \text{ m}$ ---- Comprimento da ponte (vão livre) $l_{guarda_rodas} := 0,4 \text{ m}$ ---- largura guarda rodas
 $B := 13 \text{ m}$ ---- Largura da Ponte $A_{guarda_rodas} := 0,23 \text{ m}^2$ ---- Área seção transversal do guarda rodas
 $b := 3,5 \text{ m}$ ---- Distância entre as vigas longarinas
 $tc := 22,5 \text{ cm}$ ---- Espessura média laje de concreto
 $tr := 12,5 \text{ cm}$ ---- Espessura média do revestimento asfáltico
 $n := 4$ ---- núm de longarinas $d := 3,5 \text{ m}$ --- Distância entre longarinas
 $fck_{laje} := 25 \text{ MPa}$ ---- fck do concreto da laje

Etapas da construção:

Aos 14 dias: Aplicação da Protensão na viga

Aos 28 dias: Concretagem da laje e das transversinas

Aos 56 dias: Execução do revestimento asfáltico e colocação dos guarda-rodas

2. Dados do Concreto Protendido

A partir daqui temos que determinar os parâmetros das longarinas, que ao invés de serem de aço (que nem as da ponte mista) serão de Concreto Protendido. Esses parâmetros são normalmente escolhidos pelo projetista como uma "primeira tentativa", no final das verificações se os parâmetros não resistirem aos esforços solicitantes de acordo com a norma, o projetista deverá voltar e tentar uma segunda combinações de parâmetros com base no resultado dos cálculos finais.

Alguns dos parâmetros que temos que escolher inicialmente são:

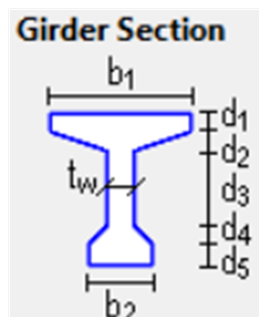
- fck do concreto protendido
- Medidas da seção transversal da viga
- Aço de protensão que será utilizado
- Tipo de protensão que será utilizada

$fck := 40 \text{ MPa}$ ---- fck do Concreto da Viga (protendido)

$f_{ptk} := 1900 \text{ MPa}$ ---- fptk do Aço de Protensão CP 190 RB

$E_p := 196000 \text{ MPa}$ ---- Módulo de Elasticidade do Aço de Protensão CP 190 RB

$b1 := 120 \text{ cm}$
 $b2 := 120 \text{ cm}$
 $tw := 30 \text{ cm}$
 $d1 := 20 \text{ cm}$
 $d2 := 15 \text{ cm}$
 $d3 := 120 \text{ cm}$
 $d4 := 25 \text{ cm}$
 $d5 := 20 \text{ cm}$



--- As medidas da seção transversal da Viga Longarina serão nomeadas de acordo com essa imagem.

Será usada uma Viga I.

-- Será usada protensão Limitada

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio $\alpha_E := 1,0$
 $\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaiss
 $\alpha_E = 0,9$ para calcário
 $\alpha_E = 0,7$ para arenito

$$fctm := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,5088 \text{ MPa} \quad fctk := 0,3 \text{ MPa} \cdot \left(\frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 3,5088 \text{ MPa}$$

$$fctk_{inf} := 0,7 \cdot fctk = 2,4562 \text{ MPa}$$

$$fctk_{sup} := 1,3 \cdot fctk = 4,5615 \text{ MPa}$$

$$Eci := \alpha_E \cdot 5600 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\frac{fck}{\text{MPa}}} = 35417,5098 \text{ MPa}$$

$$Ecs := \left(0,8 + \frac{0,2 \cdot \frac{fck}{\text{MPa}}}{80} \right) \cdot Eci = 31875,7588 \text{ MPa} \quad \text{ou } Ecs = Eci, \text{ caso } Eci \text{ seja menor que a fórmula}$$

$$Eci_{14} := \sqrt{\frac{fck_{14}}{fck}} \cdot Eci$$

$$\alpha_P := \frac{E_P}{Eci} = 5,534$$

3. Outras variáveis / Variáveis de Ambiente

Para continuar a dimensionar a nossa ponte de concreto protendido precisamos antes de tudo determinar as condições do ambiente e outras variáveis dos materiais que iremos utilizar. Onde possível foram determinadas as mesmas condições da Ponte Mista de Pinho & Bellei, porém quando havia informação insuficiente para determinar tais condições, foi arbitrado valores para se continuar o cálculo necessário.

Tipo de Cimento = CP III

$U := 70 \cdot \%$ --- Umidade do Ar

$Slump := 8 \text{ cm}$ --- Slump do concreto da viga protendida

Classe de Agressividade Ambiental = CAA III

4. Propriedades Seção Transversal Longarina

4.1 Seção Inicial

$A1 := b1 \cdot d1$	$y1 := d5 + d4 + d3 + d2 + \frac{d1}{2}$	$di_1 := y1 - Y_c $	$I_{cx1} := \frac{b1 \cdot d1^3}{12}$
$A2 := \frac{d2 \cdot \left(\frac{b1 - tw}{2} \right)}{2}$	$y2 := d5 + d4 + d3 + \frac{2 \cdot d2}{3}$	$di_2 := y2 - Y_c $	$I_{cx2} := \frac{\left(\frac{b1 - tw}{2} \right) \cdot d2^3}{36}$
$A3 := \frac{d2 \cdot \left(\frac{b1 - tw}{2} \right)}{2}$	$y3 := d5 + d4 + d3 + \frac{2 \cdot d2}{3}$	$di_3 := y3 - Y_c $	$I_{cx3} := \frac{\left(\frac{b1 - tw}{2} \right) \cdot d2^3}{36}$
$A4 := d2 \cdot tw$	$y4 := d5 + d4 + d3 + \frac{d2}{2}$	$di_4 := y4 - Y_c $	$I_{cx4} := \frac{tw \cdot d2^3}{12}$
$A5 := d3 \cdot tw$	$y5 := d5 + d4 + \frac{d3}{2}$	$di_5 := y5 - Y_c $	$I_{cx5} := \frac{tw \cdot d3^3}{12}$
$A6 := d4 \cdot tw$	$y6 := d5 + \frac{d4}{2}$	$di_6 := y6 - Y_c $	$I_{cx6} := \frac{tw \cdot d4^3}{12}$
$A7 := \frac{d4 \cdot \left(\frac{b2 - tw}{2} \right)}{2}$	$y7 := d5 + \frac{d4}{3}$	$di_7 := y7 - Y_c $	$I_{cx7} := \frac{\left(\frac{b2 - tw}{2} \right) \cdot d4^3}{36}$
$A8 := \frac{d4 \cdot \left(\frac{b2 - tw}{2} \right)}{2}$	$y8 := d5 + \frac{d4}{3}$	$di_8 := y8 - Y_c $	$I_{cx8} := \frac{\left(\frac{b2 - tw}{2} \right) \cdot d4^3}{36}$
$A9 := b2 \cdot d5$	$y9 := \frac{d5}{2}$	$di_9 := y9 - Y_c $	$I_{cx9} := \frac{b2 \cdot d5^3}{12}$

$$Perimetro := b1 + 2 \cdot d1 + 2 \cdot \left(d2^2 + \left(\frac{b1 - tw}{2} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} + 2 \cdot d3 + 2 \cdot \left(d4^2 + \left(\frac{b2 - tw}{2} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} + 2 \cdot d5 + b2 = 757,8246 \text{ cm}$$

Centro Geométrico da Seção Transversal:

$$x_c := \frac{b1}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$y_c := \left(\frac{A1 \cdot y1 + A2 \cdot y2 + A3 \cdot y3 + A4 \cdot y4 + A5 \cdot y5 + A6 \cdot y6 + A7 \cdot y7 + A8 \cdot y8 + A9 \cdot y9}{A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8 + A9} \right) = 97,3684 \text{ cm}$$

$$y_{c,inf} := y_c = 97,3684 \text{ cm}$$

$$y_{c,sup} := d1 + d2 + d3 + d4 + d5 - y_{c,inf} = 102,6316 \text{ cm}$$

Área da Seção Transversal da Viga Longarina:

$$A_{st,viga} := A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8 + A9 = 1,14 \text{ m}^2$$

Momento de Inércia e Módulos de Flexão da Viga Longarina:

$$\Sigma I_{cx} := I_{cx1} + I_{cx2} + I_{cx3} + I_{cx4} + I_{cx5} + I_{cx6} + I_{cx7} + I_{cx8} + I_{cx9}$$

$$\Sigma Aidi^2 := A1 \cdot di_1^2 + A2 \cdot di_2^2 + A3 \cdot di_3^2 + A4 \cdot di_4^2 + A5 \cdot di_5^2 + A6 \cdot di_6^2 + A7 \cdot di_7^2 + A8 \cdot di_8^2 + A9 \cdot di_9^2$$

$$I_c := \Sigma I_{cx} + \Sigma Aidi^2$$

$$I_c = 0,588235526 \text{ m}^4$$

$$W_{c,inf} := \frac{I_c}{y_{c,inf}} = 0,6041338 \text{ m}^3$$

$$W_{c,sup} := \frac{I_c}{y_{c,sup}} = 0,5731526 \text{ m}^3$$

4.2 Seção Composta

$$bw := tw = 0,3 \text{ m}$$

$$c := 15 \text{ cm}$$

$$b_2 := 305 \text{ cm}$$

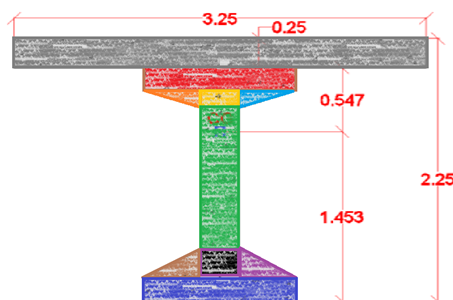
$$b_4 := 95 \text{ cm}$$

$$b_1 := \text{if } 0,5 \cdot b_2 < 4 \text{ m} = 1,525 \text{ m}$$

$$0,5 \cdot b_2$$

else

$$4 \text{ m}$$



$$b_3 := \text{if } b_4 < 4 \text{ m} = 0,95 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} & b_4 \\ & \text{else} \\ & 4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$bf := bw + b_1 + b_3 + 2 \cdot c = 3,075 \text{ m}$$

- b1 é maior que b3. É melhor usar uma solução simétrica. A solução a favor da segurança é usar o menor valor entre os dois. Assumirei que b1 = b3 para a Seção Composta, alterando o valor de b1 na variável 'bf' a seguir

$$bf := bw + b_3 + b_3 + 2 \cdot c = 2,5 \text{ m}$$

$A1 := b1 \cdot d1$	$y1 := d5 + d4 + d3 + d2 + \frac{d1}{2}$	$di_1 := y1 - Y_c $	$I_{cx1} := \frac{b1 \cdot d1^3}{12}$
$A2 := \frac{d2 \cdot \left(\frac{b1 - tw}{2}\right)}{2}$	$y2 := d5 + d4 + d3 + \frac{2 \cdot d2}{3}$	$di_2 := y2 - Y_c $	$I_{cx2} := \frac{\left(\frac{b1 - tw}{2}\right) \cdot d2^3}{36}$
$A3 := \frac{d2 \cdot \left(\frac{b1 - tw}{2}\right)}{2}$	$y3 := d5 + d4 + d3 + \frac{2 \cdot d2}{3}$	$di_3 := y3 - Y_c $	$I_{cx3} := \frac{\left(\frac{b1 - tw}{2}\right) \cdot d2^3}{36}$
$A4 := d2 \cdot tw$	$y4 := d5 + d4 + d3 + \frac{d2}{2}$	$di_4 := y4 - Y_c $	$I_{cx4} := \frac{tw \cdot d2^3}{12}$
$A5 := d3 \cdot tw$	$y5 := d5 + d4 + \frac{d3}{2}$	$di_5 := y5 - Y_c $	$I_{cx5} := \frac{tw \cdot d3^3}{12}$
$A6 := d4 \cdot tw$	$y6 := d5 + \frac{d4}{2}$	$di_6 := y6 - Y_c $	$I_{cx6} := \frac{tw \cdot d4^3}{12}$
$A7 := \frac{d4 \cdot \left(\frac{b2 - tw}{2}\right)}{2}$	$y7 := d5 + \frac{d4}{3}$	$di_7 := y7 - Y_c $	$I_{cx7} := \frac{\left(\frac{b2 - tw}{2}\right) \cdot d4^3}{36}$
$A8 := \frac{d4 \cdot \left(\frac{b2 - tw}{2}\right)}{2}$	$y8 := d5 + \frac{d4}{3}$	$di_8 := y8 - Y_c $	$I_{cx8} := \frac{\left(\frac{b2 - tw}{2}\right) \cdot d4^3}{36}$
$A9 := b2 \cdot d5$	$y9 := \frac{d5}{2}$	$di_9 := y9 - Y_c $	$I_{cx9} := \frac{b2 \cdot d5^3}{12}$
$A10 := tc \cdot bf$	$y10 := d1 + d2 + d3 + d4 + d5 + \frac{tc}{2}$	$di_{10} := y10 - Y_c $	$I_{cx10} := \frac{bf \cdot tc^3}{12}$

$$Y_{c2} := \left(\frac{A1 \cdot y1 + A2 \cdot y2 + A3 \cdot y3 + A4 \cdot y4 + A5 \cdot y5 + A6 \cdot y6 + A7 \cdot y7 + A8 \cdot y8 + A9 \cdot y9 + A10 \cdot y10}{A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8 + A9 + A10} \right) = 134,9945 \text{ cm}$$

$$Y_{c,inf,2} := Y_{c2} = 134,9945 \text{ cm}$$

$$Y_{c,sup,2} := d1 + d2 + d3 + d4 + d5 + tc - Y_{c,inf,2} = 87,5055 \text{ cm}$$

$$\Sigma I_{cx2} := I_{cx1} + I_{cx2} + I_{cx3} + I_{cx4} + I_{cx5} + I_{cx6} + I_{cx7} + I_{cx8} + I_{cx9} + I_{cx10}$$

$$\Sigma Aidi_{i2}^2 := A1 \cdot di_1^2 + A2 \cdot di_2^2 + A3 \cdot di_3^2 + A4 \cdot di_4^2 + A5 \cdot di_5^2 + A6 \cdot di_6^2 + A7 \cdot di_7^2 + A8 \cdot di_8^2 + A9 \cdot di_9^2 + A10 \cdot di_{10}^2$$

$$I_{c2} := \Sigma I_{cx2} + \Sigma Aidi_{i2}^2$$

$$I_{c2} = 1,320115612 \text{ m}^4$$

$$W_{i2} := \frac{I_{c2}}{Y_{c,inf,2}} = 0,9779033 \text{ m}^3$$

$$\bar{W}_{s2} := \frac{I_{C2}}{Y_{c,sup,2}} = 1,5086086 \text{ m}^3$$

$$A_{st,viga,2} := A1 + A2 + A3 + A4 + A5 + A6 + A7 + A8 + A9 + A10 = 1,7025 \text{ m}^2$$

5. Carregamentos / Esforços solicitantes

Para seguir com o dimensionamento então precisamos definir os esforços solicitantes na viga Longarina de Seção I. Devemos então seguir o que é especificado em norma.

Os carregamentos são separados em permanentes e acidentais.

Para a ponte em questão temos que as **cargas permanentes** serão provenientes de:

- Peso da Laje de Concreto
- Peso do Revestimento Asfáltico
- Peso dos Guarda-corpos
- Peso próprio das Vigas Longarinas
- Peso próprio das Vigas Transversinas*

Já as **cargas acidentais** serão provenientes das **Cargas Móveis do Trem-Tipo** determinado.

Para o nosso dimensionamento foi-se escolhido o veículo **TB-450** como Trem-Tipo, o mesmo determinado para o dimensionamento da Ponte Mista de Pinho & Bellei, a fim de se fazer uma comparação mais justa entre as duas.

6. Cargas Permanentes

Aqui iremos determinar os carregamentos permanentes da Seção Transversal da Ponte, para depois "transportar" esses carregamentos através do Método de Engesser-Courbon e então calcular os carregamentos na seção longitudinal da ponte.

Para isso precisaremos dos pesos específicos do Concreto utilizado na laje, no guarda-rodas, e nas vigas, e também do peso específico do revestimento asfáltico da ponte.

$$\gamma_c := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-----} \quad \text{Peso específico do concreto 25 MPa}$$

$$\gamma_r := 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \text{-----} \quad \text{Peso específico do revestimento asfáltico}$$

Carga Pontual do Guarda-Rodas:

$$P_{gr} := \gamma_c \cdot A_{guarda_rodas} = 5,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carga Distribuída do Revestimento Asfáltico (Pavimento)

$$g_{pav} := \gamma_r \cdot t_r = 2,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga Distribuída da Laje de Concreto do tabuleiro da Ponte

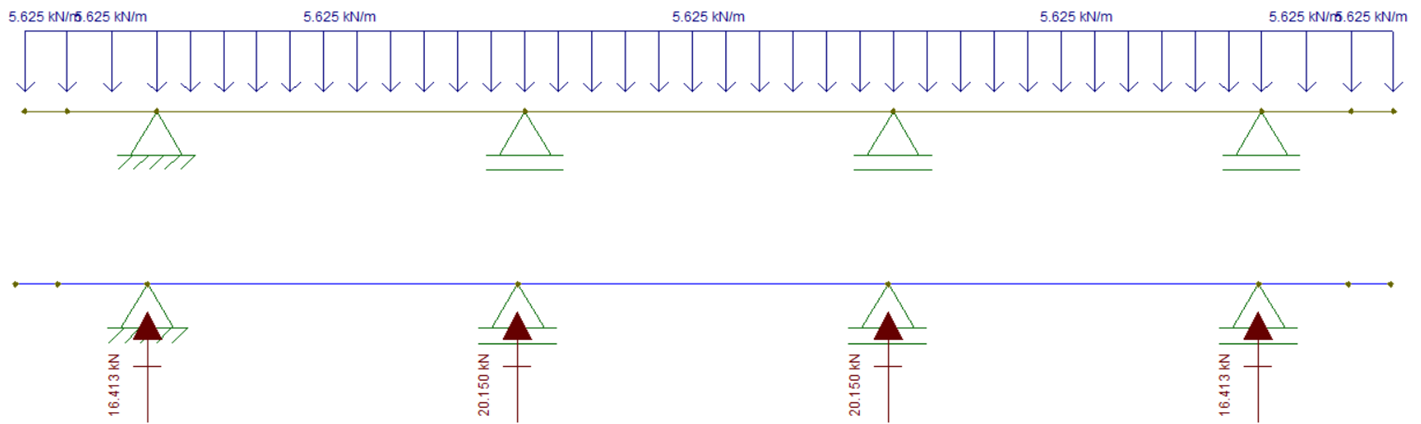
$$g_{laje} := \gamma_c \cdot t_c = 5,625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

O guarda rodas será considerado que atua na extremidade da seção transversal da ponte, aos 0m e 13m.

O revestimento asfáltico atua a partir de 40 cm (0,4m) até 1260cm (12,40m)

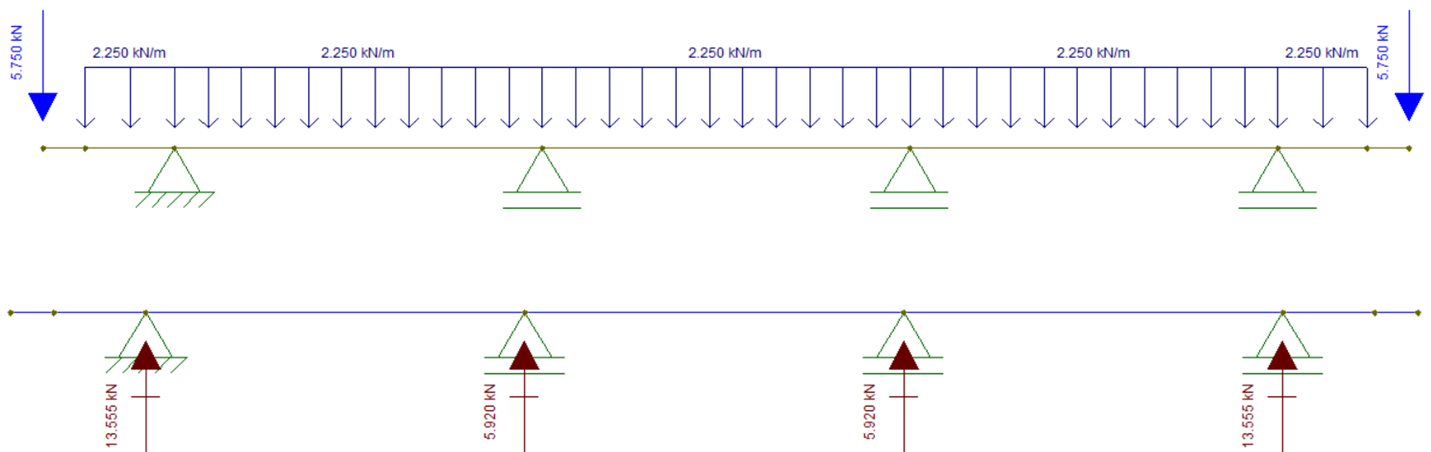
A laje atua em todo o comprimento da seção transversal, de 0m a 13m

Esforços do peso próprio da laje:



$$g2 := 16,413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esforços do revestimento asfáltico e do guarda-rodas:



$$g3 := 13,555 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g2 + g3 = 29,968 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Calculando a reação desses esforços nas longarinas através do Software Ftool, teremos que as reações verticais nas 2 vigas da extremidade são de 30,333 kN, e nas duas intermediárias é de 26,517 kN

$$R1 := 29,968 \text{ kN}$$

$$R2 := 26,07 \text{ kN}$$

$$R3 := 26,07 \text{ kN}$$

$$R4 := 29,968 \text{ kN}$$

As reações nas vigas externas são maiores do que nas vigas internas, então **vamos usar a viga longarina R1 como base de cálculo para dimensionar todas as vigas longarinas de Concreto Protendido**, isso é de acordo com a segurança pois estamos considerando os maiores esforços permanentes atuantes.

Para projetos em que a relação entre o comprimento e a largura da ponte é superior a 2, pode-se utilizar o método de Engesser-Courbon para obter a distribuição transversal de cargas, com a influência em cada ponto de apoio (THOMAZ, 2015a).

Como a relação da nossa ponte entre comprimento e largura é de $\frac{40}{13} > 2$ podemos utilizar esse método.

Engesser-Courbon considera que o tabuleiro é **infinitamente rígido transversalmente** (as transversinas possuem rigidez à flexão infinita). Assim, as deformações das vigas principais relacionam-se de forma linear.

Podemos então assumir que a viga longarina, além do peso próprio, também sofre com esforço distribuído contínuo de 30,333 kN ao longo de seu comprimento. Se formos representar a viga com essas cargas então ela seria representada por "q" tal que:

$$q := \frac{R1}{m} + q_{viga}$$

"qviga" é a representação da carga distribuída do Peso Próprio da viga longarina, e pode ser calculado da seguinte maneira:

$$q_{viga} := A_{st,viga} \cdot \gamma_c = 28,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad g1 := q_{viga}$$

Onde "Ast,viga" representa a área da seção transversal da Viga Longarina, e "γc" é o peso específico do concreto utilizado.

$$q = 58,468 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Para o cálculo dos esforços solicitantes na viga longarina de C.P. nós iremos monitorar 10 seções da viga, divididas de 4m em 4m. Dessa maneira temos que analisar as seguintes coordenadas:

$$\begin{aligned} x_0 &:= 0 \text{ m} & x_1 &:= 4 \text{ m} & x_2 &:= 8 \text{ m} & x_3 &:= 12 \text{ m} & x_4 &:= 16 \text{ m} & x_5 &:= 20 \text{ m} \\ x_6 &:= 24 \text{ m} & x_7 &:= 28 \text{ m} & x_8 &:= 32 \text{ m} & x_9 &:= 36 \text{ m} & x_{10} &:= 40 \text{ m} \end{aligned}$$

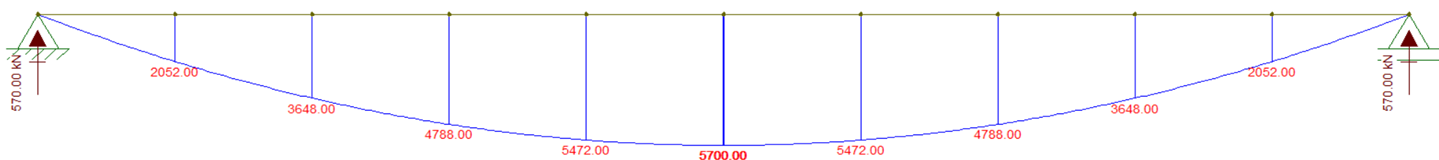
1ª ETAPA DE CARREGAMENTO: SOMENTE O PESO PRÓPRIO DA VIGA

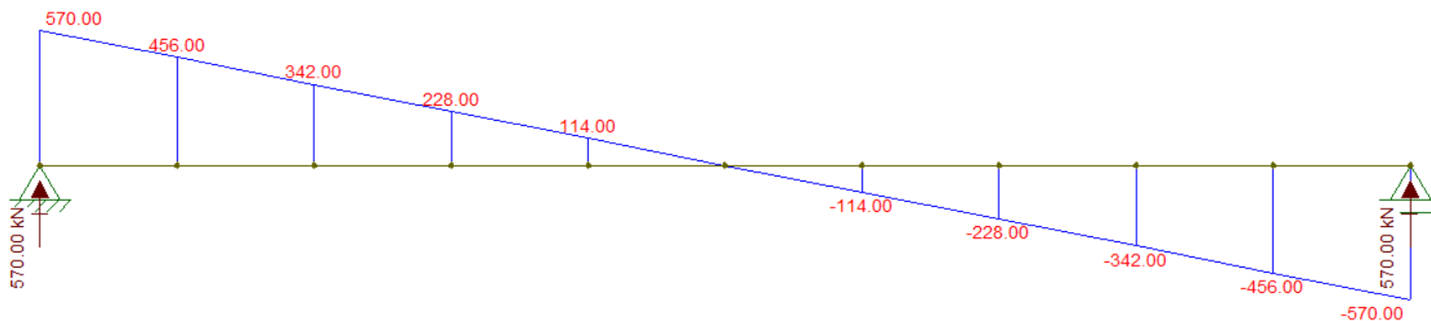
O cálculo do momento fletor nessas seções pode ser efetuado através da seguinte equação:

$$M_{g,viga}(x) := 0,5 \cdot g1 \cdot x \cdot (L - x)$$

$$\begin{aligned} M_{g,viga}(x_0) &= 0 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_3) &= 4788 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_6) &= 5472 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_9) &= 2052 \text{ kN m} \\ M_{g,viga}(x_1) &= 2052 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_4) &= 5472 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_7) &= 4788 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_{10}) &= 0 \text{ kN m} \\ M_{g,viga}(x_2) &= 3648 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_5) &= 5700 \text{ kN m} & M_{g,viga}(x_8) &= 3648 \text{ kN m} & & \end{aligned}$$

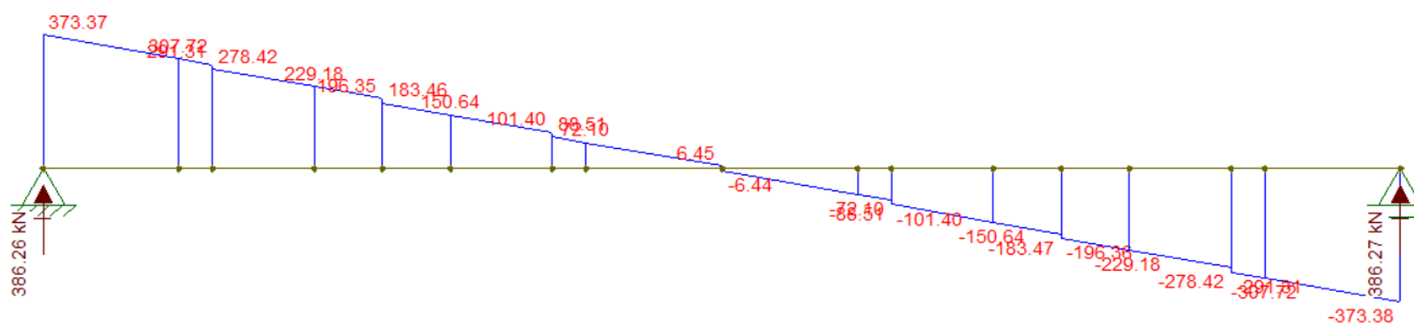
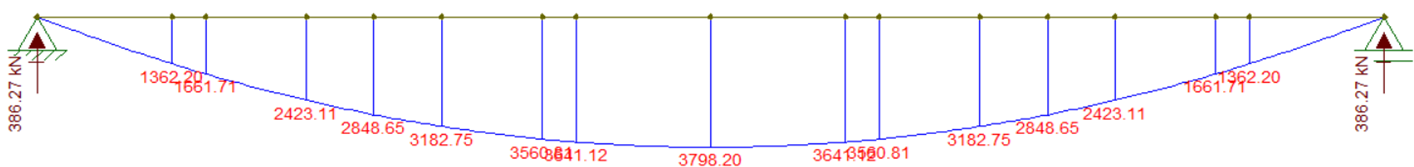
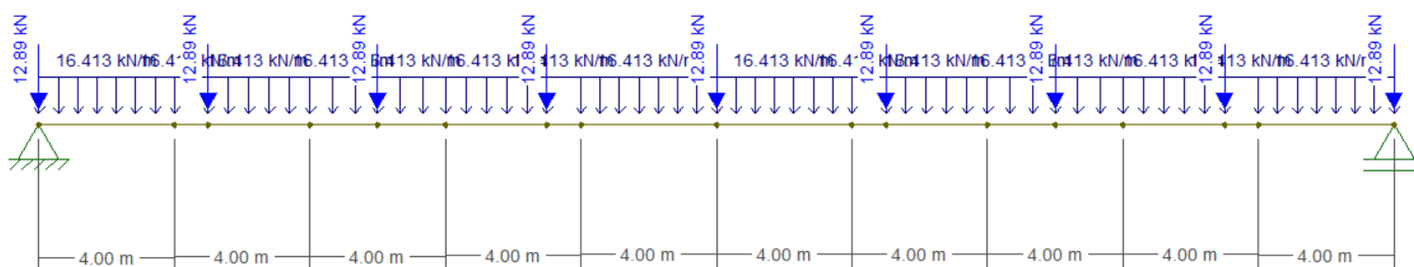
Para melhor visualizar esses resultados, foi colocado a carga distribuída do peso próprio na viga longarina através do Software Ftool. Com o Software podemos visualizar o **Diagrama de Momentos Fletores** devido ao **peso próprio da Viga**.





2ª ETAPA DE CARREGAMENTO: PESO PRÓPRIO DA LAJE + TRANSVERSINAS

O cálculo do momento fletor nessas seções pode ser efetuado através do Ftool



$Mg2_{x0} := 0 \text{ kN m}$	$Mg2_{x3} := 3182,75 \text{ kN m}$	$Mg2_{x6} := 3641,12 \text{ kN m}$	$Mg2_{x9} := 1362,2 \text{ kN m}$
$Mg2_{x1} := 1362,2 \text{ kN m}$	$Mg2_{x4} := 3641,12 \text{ kN m}$	$Mg2_{x7} := 3182,75 \text{ kN m}$	$Mg2_{x10} := 0 \text{ kN m}$
$Mg2_{x2} := 2423,11 \text{ kN m}$	$Mg2_{x5} := 3798,2 \text{ kN m}$	$Mg2_{x8} := 2423,11 \text{ kN m}$	

3ª ETAPA DE CARREGAMENTO: PESO DEVIDO AO REVESTIMENTO ASFÁLTICO E GUARDA-RODAS

O cálculo do momento fletor nessas seções pode ser efetuado através da seguinte equação:

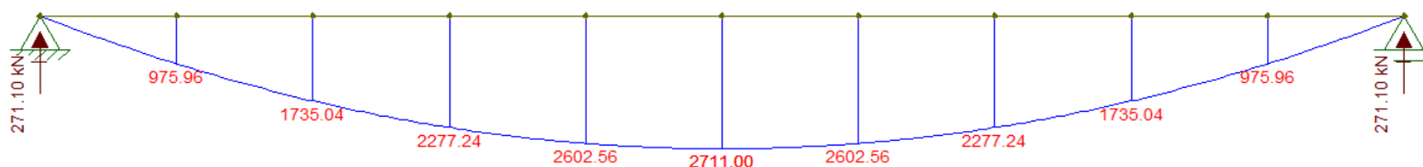
$$M_{g3}(x) := 0,5 \cdot g3 \cdot x \cdot (L - x)$$

$$M_{g3}(x_0) = 0 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_3) = 2277,24 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_6) = 2602,56 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_9) = 975,96 \text{ kN m}$$

$$M_{g3}(x_1) = 975,96 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_4) = 2602,56 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_7) = 2277,24 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_{10}) = 0 \text{ kN m}$$

$$M_{g3}(x_2) = 1735,04 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_5) = 2711 \text{ kN m} \quad M_{g3}(x_8) = 1735,04 \text{ kN m}$$

Para melhor visualizar esses resultados, foi colocado a carga distribuída do peso próprio na viga longarina através do Software Ftool. Com o Software podemos visualizar o **Diagrama de Momentos Fletores** devido ao peso das cargas adicionais



Podemos fazer o mesmo para alcançar o **Diagrama de Momentos Fletores** devido às **cargas da laje, revestimento asfáltico e guarda rodadas**.

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x) := 0,5 \cdot \frac{R1}{m} \cdot x \cdot (L - x)$$

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_0) = 0 \text{ kN m} \quad M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_6) = 5753,856 \text{ kN m}$$

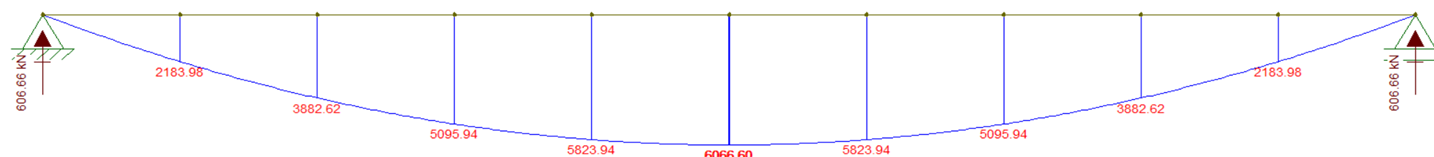
$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_1) = 2157,696 \text{ kN m} \quad M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_7) = 5034,624 \text{ kN m}$$

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_2) = 3835,904 \text{ kN m} \quad M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_8) = 3835,904 \text{ kN m}$$

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_3) = 5034,624 \text{ kN m} \quad M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_9) = 2157,696 \text{ kN m}$$

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_4) = 5753,856 \text{ kN m} \quad M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_{10}) = 0 \text{ kN m}$$

$$M_{g,laje,guardarodas,pav}(x_5) = 5993,6 \text{ kN m}$$



Para Pontes, ainda, devemos calcular a carga móvel através do Trem-Tipo. O cálculo do Trem-tipo já foi realizado na Ponte Mista de Pinho & Bellei (2007). Como estaremos comparando as duas, **será usado o mesmo Trem-tipo final com Impacto calculado para a Ponte Metálica Mista original**.

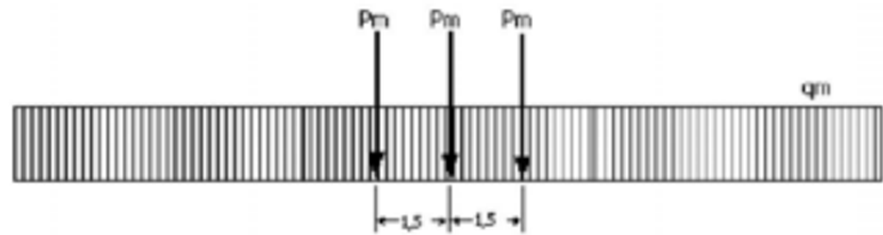
3.3- Trem-tipo final com impacto

$$q_m := \text{if}(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, q_{mi} \cdot I, q_{me} \cdot I)$$

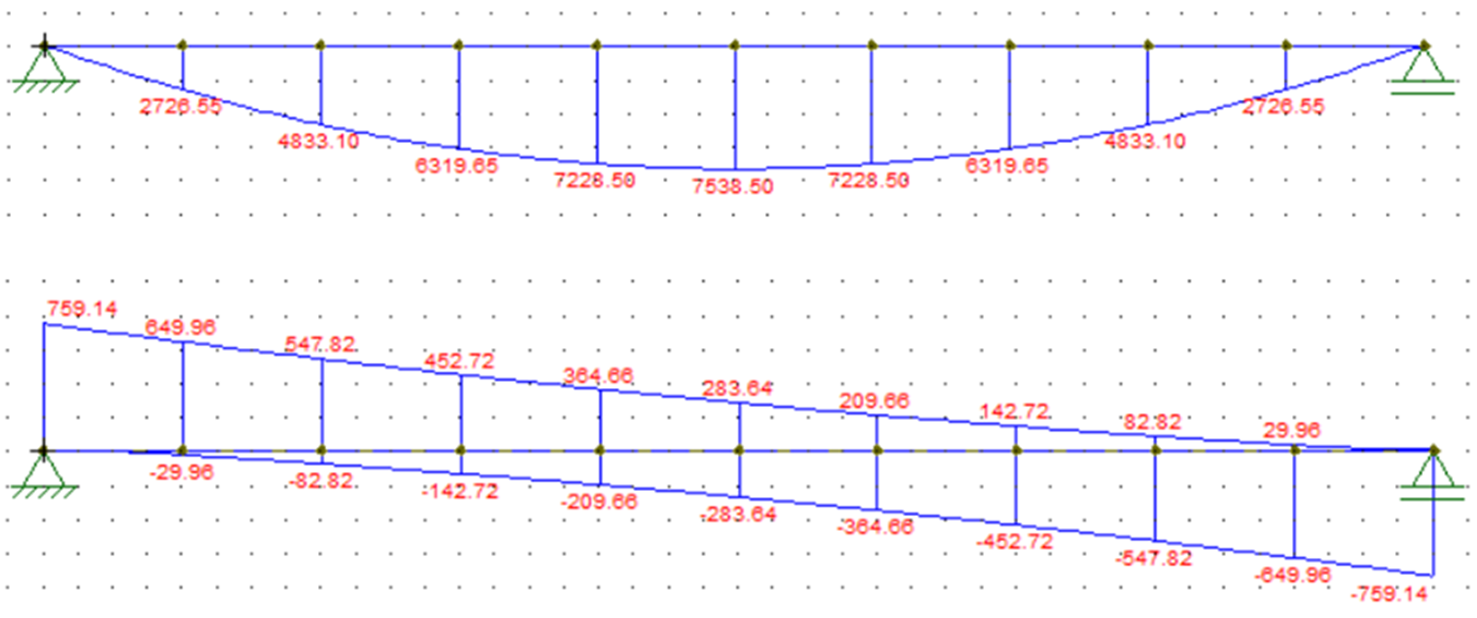
$$q_m = 17.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_m := \text{if}(P_{mi} \cdot 3 + q_{mi} \cdot L > P_{me} \cdot 3 + q_{me} \cdot L, P_{mi} \cdot I, P_{me} \cdot I)$$

$$P_m = 141 \text{ kN}$$



Colocando esse trem-tipo no software Ftool, conseguimos obter a **Envoltória de Momentos Fletores** e de **Esforços Cortantes** do Trem-Tipo para a nossa Viga Longarina, representados a seguir:



Alocamos então esses resultados para as variáveis equivalentes aqui do programa SMath:

$$\begin{array}{lllll}
 M_{m0} := 0 \text{ kN m} & M_{m3} := 6319,65 \text{ kN m} & M_{m6} := 7228,50 \text{ kN m} & M_{m9} := 2726,55 \text{ kN m} & P_m := 141 \text{ kN} \\
 M_{m1} := 2726,55 \text{ kN m} & M_{m4} := 7228,50 \text{ kN m} & M_{m7} := 6319,65 \text{ kN m} & M_{m10} := 0 \text{ kN m} & q_m := 17,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \\
 M_{m2} := 4833,10 \text{ kN m} & M_{m5} := 7538,50 \text{ kN m} & M_{m8} := 4833,10 \text{ kN m} & &
 \end{array}$$

7. Armadura de Protensão

Próximo passo é determinar os parâmetros da Armadura de Protensão que será utilizada para a peça da Viga Longarina. Já sabemos que será um aço de protensão de categoria CP 190 - Relaxação Baixa, porém não foi determinado o número de cabos, cordoalhas e fios que serão utilizados para esse nosso dimensionamento. Podemos olhar no catálogo da Arcelor Mittal de Fios e Cordoalhas de Aço Protendido de 2021 para tomar nossa decisão.

ESPECIFICAÇÕES DOS PRODUTOS - CORDOALHAS NUAS PARA PROTENSÃO

Produto	Diâmetro nominal (mm)	Área aprox. (mm ²)	Massa aprox. (kg/1.000m)	Carga mínima de ruptura (kN)	Carga mínima a 1% de deformação (kN)	Alongamento após ruptura (%)
Cordoalha 3 fios CP 190						
Cord. CP 190 RB 3 X 3,0	6,5	22	171	40	36	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 3,5	7,6	30	238	56	50	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 4,0	8,8	39	304	70	63	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 4,5	9,6	47	366	86	78	3,5
Cord. CP 190 RB 3 X 5,0	11,1	66	520	122	110	3,5

Cordoalha 7 fios CP 190

Cord. CP 190 RB 9,5	9,5	56	441	102	92	3,5
Cord. CP 190 RB 12,7	12,7	101	792	184	165	3,5
Cord. CP 190 RB 15,20	15,2	143	1126	261	235	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70	15,7	150	1180	274	247	3,5
Cord. CP 190 RB 15,20 Entalhada*	15,2	143	1126	261	235	3,5
Cord. CP 190 RB 15,70 Entalhada*	15,7	150	1180	274	247	3,5

A princípio então escolheremos a cordoalha de 7 fios CP 190 RB 15,2 mm. Isso significa que a Área de uma cordoalha é de 143 mm² aproximadamente de acordo com o catálogo, e esse será o valor que adotaremos para Cálculo

$$A_{\text{cordoalha}} := 143 \text{ mm}^2 = 1,43 \text{ cm}^2$$

Quantas cordoalhas precisamos para essa viga de Concreto Protendido? Primeiro precisamos determinar os esforços que essa viga irá sofrer - essa etapa foi feita nos itens 5, 6 e 7.

- Para a estimativa de protensão inicial será usada a seção do meio da ponte (x5 = 20m) pois é a seção que possui os maiores esforços de momento fletor.
- A Excentricidade de Protensão será de 87,3684 cm, deixando 10 centímetro de distância da borda inferior até o centro dos cabos de protensão
- $e_p := 87,3684 \text{ cm}$
- A protensão será aplicada em 14 dias após a concretagem da viga longarina

Cálculo do Fck da viga no dia da protensão (14 dias após a concretagem):

$$s := 0,38$$

$$t_0 := 14$$

$$fck_{14} := \beta_{14} \cdot fck$$

$$\beta_{14} := e \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_0} \right)^{0,5} \right) = 0,8544$$

$s = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV;

$s = 0,25$ para concreto de cimento CI e II;

$s = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI;

$$fck_{14} = 34,1745 \text{ MPa}$$

$$Eci_{14} = 32736,9938 \text{ MPa}$$

Tensões limites e Momentos Fletores Atuantes:

$$\sigma_{c,tot} := -0,6 \cdot fck = -24 \text{ MPa}$$

$$Mg1 := M_{g,viga} (x_5) = 5700 \text{ kN m}$$

$$Mg2 := Mg2_{x5} = 3798,2 \text{ kN m}$$

$$Mg3 := M_{g3} (x_5) = 2711 \text{ kN m}$$

$$Mq1 := M_{m5} = 7538,5 \text{ kN m}$$

$$\psi1 := 0,5$$

$$\psi2 := 0,3$$

$$A_{st,viga,2} = 1,7025 \text{ m}^2$$

$$Ic_2 = 1,3201 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$Y_{c2} = 134,9945 \text{ cm}$$

$$W_{i2} = 0,9779033 \text{ m}^3$$

$$W_{s2} = 1,5086 \text{ m}^3$$

Tensões atuantes em cada borda:

$$\sigma_{i,g1} := \frac{Mg1}{W_{i2}} = 5,8288 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g1} := \frac{-Mg1}{W_{s2}} = -3,7783 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g2} := \frac{Mg2}{W_{i2}} = 3,884 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g2} := \frac{-Mg2}{W_{s2}} = -2,5177 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g3} := \frac{Mg3}{W_{i2}} = 2,7723 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g3} := \frac{-Mg3}{W_{s2}} = -1,797 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q1} := \frac{Mq1}{W_{i2}} = 7,7088 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,q1} := \frac{-Mq1}{W_{s2}} = -4,997 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q2} := 0$$

$$\sigma_{s,q2} := 0$$

Estimativa Excentricidade Máxima:

$$e_{p2} := Y_{c2} - 30,25 \text{ cm} = 1,0474 \text{ m}$$

$$e_{p2,s0} := Y_{c2} - Y_c = 37,6261 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s1} := Y_{c2} - 64,11 \text{ cm} = 70,8845 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s2} := Y_{c2} - 42,92 \text{ cm} = 92,0745 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s3} := Y_{c2} - 31,11 \text{ cm} = 103,8845 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s4} := Y_{c2} - 30,25 \text{ cm} = 104,7445 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s5} := Y_{c2} - 30,25 \text{ cm} = 104,7445 \text{ cm}$$

$$e_{p1} := Y_c - 30,25 \text{ cm} = 0,6712 \text{ m}$$

$$e_{p1,s0} := Y_c - Y_c = 0 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s1} := Y_c - 64,11 \text{ cm} = 33,2584 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s2} := Y_c - 42,92 \text{ cm} = 54,4484 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s3} := Y_c - 31,11 \text{ cm} = 66,2584 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s4} := Y_c - 30,25 \text{ cm} = 67,1184 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s5} := Y_c - 30,25 \text{ cm} = 67,1184 \text{ cm}$$

$$e_p := e_{p1}$$

ELS-D com Combinação Quase Permanente:

$$\sigma_{i,g1} + \sigma_{i,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P\infty} = 0$$

$$\sigma_{i,P\infty} := \left(-\sigma_{i,g1} - \sigma_{i,g2} - \sigma_{i,g3} - \psi^2 \cdot \sigma_{i,q1} - \psi^2 \cdot \sigma_{i,q2} \right) = -14,7977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,P\infty} = -P_{\infty,est,A} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2}}{W_{i2}} \right)$$

$$P_{\infty,est,A} := -\sigma_{i,P\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2}}{W_{i2}} \right)^{-1} = 8922,4415 \text{ kN}$$

- Verificação da tensão no topo da viga com $P_{\infty,est,A}$:

$$\sigma_{s,P\infty} := -P_{\infty,est,A} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} - \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right) = 0,9542 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \left(\sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{s,g3} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P\infty} \right) = -8,6379 \text{ MPa}$$

$$\left| \frac{\sigma_s}{\sigma_{c,tot}} \right| = 1$$

ELS-F com Combinação Frequente

$$\sigma_{i,g1} + \sigma_{i,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi^1 \cdot \sigma_{i,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P\infty} = \alpha \cdot f_{ctk_{inf}}$$

$$fct := 0,3 \cdot \left(\left(\frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \text{MPa} = 3,5088 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

$$\alpha := 1,2$$

$$\alpha \cdot fctk_{inf} = 2,9474 \text{ MPa}$$

$$fctk_{inf} = 2,4562 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,P\infty} := \left(-\sigma_{i,g1} - \sigma_{i,g2} - \sigma_{i,g3} - \psi1 \cdot \sigma_{i,q1} - \psi2 \cdot \sigma_{i,q2} \right) + \alpha \cdot fctk_{inf} = -13,3921 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,P\infty} = -P_{\infty,est,B} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)$$

$$P_{\infty,est,B} := - \left(\frac{\sigma_{i,P\infty}}{\left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right)} \right) = 8074,8955 \text{ kN}$$

$$P_{\infty,est} := \text{if } P_{\infty,est,A} > P_{\infty,est,B} \\ P_{\infty,est,A} \\ \text{else} \\ P_{\infty,est,B}$$

$$P_{\infty,est} = 8922,4415 \text{ kN}$$

Verificação final da borda superior com Combinação Frequente de Ações:

$$\sigma_{s,P\infty} := -P_{\infty,est} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} - \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right) = 0,9542 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s := \left(\sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{s,g3} + \psi1 \cdot \sigma_{s,q1} + \psi2 \cdot \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P\infty} \right) = -9,6373 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| \leq |\sigma_{c,tot}| = 1$$

Estimativa da Protensão Inicial e da Armadura de Protensão necessárias:

$$P_{i,est} := \frac{P_{\infty,est}}{1 - \Delta P_{arb}}$$

Tal que ΔP_{arb} é a perda de **protensão total estimada** arbitrariamente, normalmente ficando entre 20% e 30%

$$\Delta P_{arb} := 25 \%$$

$$P_{i,est} = 11896,5887 \text{ kN}$$

Determinação da força P_i :

$$f_{pyk} := (0,9 \cdot f_{ptk}) = 1710 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Pi} := \text{if } 0,82 \cdot f_{pyk} < 0,74 \cdot f_{ptk} \\ 0,82 \cdot f_{pyk} \\ \text{else} \\ 0,74 \cdot f_{ptk}$$

$$\sigma_{Pi} = 1402,2 \text{ MPa} \quad (\text{valor limite})$$

Área de armadura de protensão estimada:

$$A_{p,est} := \frac{P_{i,est}}{\sigma_{Pi}} = 84,8423 \text{ cm}^2$$

Número de Cordoalhas para a cordoalha escolhida:

$$A_{cordoalha} = 1,43 \text{ cm}^2$$

$$n_{cordoalhas} := \frac{A_{p,est}}{A_{cordoalha}} = 59,3303$$

Para facilitar a distribuição em cabos, serão utilizadas 60 cordoalhas:

$$n_{cordoalhas} := 60$$

$$A_p := n_{cordoalhas} \cdot A_{cordoalha} = 85,8 \text{ cm}^2$$

$$P_i := A_p \cdot \sigma_{Pi} = 12030,876 \text{ kN}$$

8. Perdas de Protensão Imediatas

Perdas por Atrito:

Tabela 3 - Raios de curvatura recomendados e admissíveis para cabos de protensão.

Cabo	r_{\min} (m)	
	Recomendado	Admissível
12 ϕ 5 mm	4	3,5
12 ϕ 7 mm	5	3,5
12 ϕ 8 mm	6	3,5
6 ϕ 12,7 mm	6	3,5
12 ϕ 12,7 mm	8	5
19 ϕ 12,7 mm	8	5
12 ϕ 15,2 mm	8	5

Fonte: PFEIL, 1983 apud KLEIN, 2002, p. 37.

$$\Delta P_{atr}(x) := P_i \cdot \left(1 - \left(e^{-\text{constante}} \right) \right)$$

$$\mu := 0,2$$

$$k := 0,01 \cdot \mu = 0,002$$

$$e_{p1} = 0,6712 \text{ m}$$

$$P_i = 12030,876 \text{ kN}$$

$$L_{trecho_curvo} := 15 \text{ m}$$

$$L_{trecho_reto} := 20 \text{ m}$$

$$h_{apoio_ancoragem} := Y_{c,inf} \quad (\text{altura do apoio da ancoragem na base da viga: } x = 0\text{m e } x = 20\text{m})$$

$$\alpha_{curvo} := 2 \cdot \frac{e_{p1}}{L_{trecho_curvo}} = 0,0895 \text{ rad}$$

$$\alpha := \alpha_{curvo}$$

$$constante := (\mu \cdot \alpha + k \cdot \mu \cdot 15) = 0,0239$$

$$\Delta P_{atr} (15 \text{ m}) = 284,1085 \text{ kN}$$

E agora vou fazer para $x = 20 \text{ m}$ que é o final do trecho reto:

$$constante := (\mu \cdot \alpha + k \cdot \mu \cdot 20) = 0,0259$$

$$\alpha_{reto} := \alpha_{curvo} + 0$$

$$\Delta P_{atr} (L_{trecho_reto}) = 307,5785 \text{ kN}$$

Fórmula para cálculo da força de protensão restante após a perda de atrito para cada seção:

$$Pa(x) := P_i - \Delta P_{atr}(x)$$

$$Pa(15 \text{ m}) = 11723,2975 \text{ kN}$$

$$Pa(20 \text{ m}) = 11723,2975 \text{ kN}$$

Perdas por Acomodação da Ancoragem:

$$E_p \cdot A_p = 1,6817 \cdot 10^6 \text{ kN}$$

*Considerando uma folga de 20 cm no ponto inicial ($x = 0$)

$$A_{diagrama} := 2 \cdot \left(\frac{P_i + (Pa(L_{trecho_curvo}))}{2} \cdot (L_{trecho_curvo} + 20 \text{ cm}) + \left(\frac{(Pa(L_{trecho_curvo})) + (Pa(x_5))}{2} \right) \cdot L_{trecho_reto} \right)$$

$$A_{diagrama} = 8,299953362 \cdot 10^5 \text{ kN m}$$

$$\Delta l_1 := \frac{A_{diagrama}}{E_p \cdot A_p} = 0,4936 \text{ m}$$

$$\Delta w := 2 \text{ mm}$$

$$E_p = 196 \text{ GPa}$$

*Considerando que $w < L_{trecho_curvo}$:

$$P_{a,w} := P_i - \Delta p l \cdot w$$

$$\Delta p l := \frac{P_i - P_a (L_{trecho_curvo})}{L_{trecho_curvo}} = 20,5052 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$w := \sqrt{\frac{\Delta w \cdot E_p \cdot A_p}{\Delta p l}} = 12,8072 \text{ m}$$

$$P_{a,w} := (P_i - (\Delta p l \cdot w)) = 11768,2613 \text{ kN} \quad \text{--- Protensão após perda de atrito na distância } w$$

$$\Delta P_{acom,w0} := 2 \cdot \Delta p l \cdot w = 525,2294 \text{ kN} \quad \text{--- Perda de } P \text{ para } x = 0 \text{ m}$$

Perdas por Encurtamento Imediato do Concreto:

Lembrando que a protensão será realizada 14 dias após a concretagem da viga

$$s = 0,38$$

$$t_0 = 14$$

$$fck_{14} = 34,1745 \text{ MPa}$$

$$Eci_{14} := 5600 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\frac{fck_{14}}{\text{MPa}}} = 32736,9938 \text{ MPa}$$

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando as expressões a seguir:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa};$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa.}$$

sendo

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

$$\alpha_{p14} := \frac{E_p}{Eci_{14}} = 5,9871$$

$$A_p = 85,8 \text{ cm}^2$$

$$n_{cabos} := 3$$

$$\Delta \sigma_p := - \frac{\alpha_{p14} \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot (n_{cabos} - 1)}{2 \cdot n_{cabos}}$$

σ_{cp} = tensão inicial no concreto ao nível do baricentro da armadura de protensão, devida à protensão simultânea dos “n” cabos;

σ_{cg} = tensão no mesmo ponto, devida à carga permanente mobilizada pela protensão ou simultaneamente aplicada pela protensão;

$$\sigma_{cp} := \frac{-Pa(x_5)}{A_{st,viga}} - \frac{Pa(x_5) \cdot e_{p1}^2}{I_C} = -19,2616 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cg} := \frac{(M_{g,viga}(x_5)) \cdot e_{p1}}{I_C} = 6,5038 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_p = 25,4609 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{enc} := \Delta\sigma_p \cdot A_p = 218,4548 \text{ kN}$$

$$PC := (Pa(20 \text{ m}) - \Delta P_{enc}) = 11504,8427 \text{ kN}$$

9. Perdas de Protensão Progressivas

$$Perimetro := b1 + 2 \cdot d1 + 2 \cdot \left(d2^2 + \left(\frac{b1 - tw}{2} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} + 2 \cdot d3 + 2 \cdot \left(d4^2 + \left(\frac{b2 - tw}{2} \right)^2 \right)^{\frac{1}{2}} + 2 \cdot d5 + b2 = 757,8246 \text{ cm}$$

$$h_{fic} := \gamma \cdot 2 \cdot \frac{A_{st,viga}}{\mu_{ar}}$$

$U := 0,7$ --- umidade relativa do ar. Tem que ser menor que 90%

$\mu_{ar} := (Perimetro - b1) = 637,8246 \text{ cm}$ --- Perímetro da seção transversal da viga em contato com o ar. Nesse caso só calcular o perímetro da viga e diminuir o lado em que está em contato com a laje

$$\gamma := 1 + e^{(-7,8 + 10 \cdot U)} = 1,4493$$

$$h_{fic} = 51,8084 \text{ cm}$$

*Será utilizado o cimento é CP III

Cálculo das Idades Fictícias:

$$\alpha_{fluencia} := 1$$

$$\alpha_{retracao} := 1$$

$$T_{fluencia} := 25$$

$$T_{retracao} := 25$$

$$\Delta t_{ef,i} := 14 \text{ dias} \quad \text{*dia da protensão}$$

$$\Delta t_{ef,i,2} := 28 \text{ dias} \quad \text{*dia de aplicação da carga Mg,laje}$$

$$\Delta t_{ef,i,3} := 56 \text{ dias} \quad \text{*dia de aplicação da carga Mg,laje}$$

Tabela A.2 - Valores da fluência e da retração em função da velocidade de endurecimento do cimento

Cimento Portland (CP)	α	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	
De endurecimento rápido (CP V-ARI)	3	

Legenda:
 CP I e CP I-S - Cimento Portland comum
 CP II-E, CP II-F e CP II-Z - Cimento Portland composto
 CP III - Cimento Portland de alto forno
 CP IV - Cimento Portland pozolânico
 CP V-ARI - Cimento Portland de alta resistência inicial
 RS - Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)

$$t_{fluencia} := \alpha_{fluencia} \cdot \frac{(T_{fluencia} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} = 16,3333 \quad (16 \text{ dias})$$

$$t_{retracao} := \alpha_{retracao} \cdot \frac{(T_{retracao} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} = 16,3333 \quad (16 \text{ dias})$$

- Preciso calcular a idade fictícia das 3 etapas (14, 28 e 56)
- Depois eu preciso calcular os coeficientes de fluência de 28 e 56, e aí esses vão na parte da somatória do cálculo final, e multiplico eles pelos carregamentos que entram em cada etapa. É bem de boas

$$t_{fluencia,2} := \alpha_{fluencia} \cdot \frac{(T_{fluencia} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i,2} = 32,6667 \quad (33 \text{ dias})$$

$$t_{retracao,2} := \alpha_{retracao} \cdot \frac{(T_{retracao} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i,2} = 32,6667 \quad (33 \text{ dias})$$

$$t_{fluencia,3} := \alpha_{fluencia} \cdot \frac{(T_{fluencia} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i,3} = 65,3333 \quad (66 \text{ dias})$$

$$t_{retracao,3} := \alpha_{retracao} \cdot \frac{(T_{retracao} + 10)}{30} \cdot \Delta t_{ef,i,3} = 65,3333 \quad (66 \text{ dias})$$

Valor da Retração no intervalo ($\infty, 16$):

$$\varepsilon_{cs,\infty,16} := \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} \cdot (1 - \beta_{s,16})$$

$$\varepsilon_{1s} := \left[-8,09 + \left(\frac{U}{15} \cdot 100 \right) - \frac{(U \cdot 100)^2}{2284} + \frac{(U \cdot 100)^3}{133765} - \frac{(U \cdot 100)^4}{7608150} \right] \cdot 10^{-4} = -6,1603 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_{2s} := \frac{33 \text{ cm} + 2 \cdot h_{fic}}{20,8 \text{ cm} + 3 \cdot h_{fic}} = 0,7752 \quad -6,1603 \cdot 10^{-4} = -0,0006$$

$$\beta_{s,\infty} := 1$$

$$\beta_{s,16} := 0,05 \quad \text{aproximadamente}$$

$$\varepsilon_{cs,\infty,16} = -4,5369 \cdot 10^{-4}$$

Tabela A.1 – Valores numéricos usuais para a determinação da fluência e da retração

Ambiente	Umidade U %	Fluência ϕ_{1c} ^{a, c}			Retração $10^4 \epsilon_{1s}$ ^{b, c}			γ ^d
		Abatimento de acordo com a ABNT NBR NM 67 cm						
		0 – 4	5 – 9	10 – 15	0 – 4	5 – 9	10 – 15	
Na água	–	0,6	0,8	1,0	+ 1,0	+ 1,0	+ 1,0	30,0
Em ambiente muito úmido imediatamente acima da água	90	1,0	1,3	1,6	– 1,9	– 2,5	– 3,1	5,0
Ao ar livre, em geral	70	1,5	2,0	2,5	– 3,8	– 5,0	– 6,2	1,5
Em ambiente seco	40	2,3	3,0	3,8	– 4,7	– 6,3	– 7,9	1,0

^a $\phi_{1c} = 4,45 - 0,035U$ para abatimento no intervalo de 5 cm a 9 cm e $U \leq 90\%$.
^b $10^4 \epsilon_{1s} = -8,09 + (U/15) - (U^2/2284) + (U^3/133765) - (U^4/7608150)$ para abatimentos de 5 cm a 9 cm e $40\% \leq U \leq 90\%$.
^c Os valores de ϕ_{1c} e ϵ_{1s} para $U \leq 90\%$ e abatimento entre 0 cm e 4 cm são 25% menores e, para abatimentos entre 10 cm e 15 cm, são 25% maiores.
^d $\gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$ para $U \leq 90\%$.

NOTA 1 Para efeito de cálculo, as mesmas expressões e os mesmos valores numéricos podem ser empregados, no caso de tração.
 NOTA 2 Para o cálculo dos valores de fluência e retração, a consistência do concreto é aquela correspondente à obtida com o mesmo traço, sem a adição de superplastificantes e superfluidificantes.

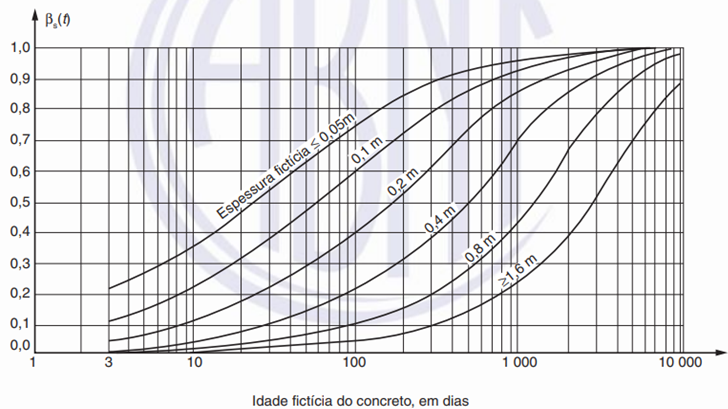


Figura A.3 – Variação de $\beta_s(t)$

Coeficientes de Fluência:

Para os 16 dias:

ϕ_{a1} :

$$\phi_{\infty, 16} := \phi_{a1} + \phi_{f1} + \phi_{d1}$$

$$\phi_{a1} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,16}}{f_{c,t\infty}} \right)$$

else

$$1,4 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,16}}{f_{c,t\infty}} \right)$$

$$\beta_{1,16} := e^{-s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{\Delta t_{ef,i}} \right)^{0,5} \right)} = 0,8544$$

$$t_{\infty} := 10000$$

$$\beta_{1,t\infty} := e^{-s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_{\infty}} \right)^{0,5} \right)} = 1,4332$$

$$f_{c,16} := \beta_{1,16} \cdot f_{ck} = 34,1745 \text{ MPa}$$

$$f_{c,t\infty} := \beta_{1,t\infty} \cdot f_{ck} = 57,327 \text{ MPa}$$

$$\phi_{a1} = 0,3231$$

ϕ_{f1} :

$$\phi_{f1} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$\phi_{1c} \cdot \phi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,16})$$

else

$$0,45 \cdot \phi_{1c} \cdot \phi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,16})$$

$$\phi_{1c} := 4,45 - 0,035 \cdot U \cdot 100 = 2$$

$$\phi_{2c} := \frac{42 \text{ cm} + h_{fic}}{20 \text{ cm} + h_{fic}} = 1,3064$$

$$\beta_{f,16} := \frac{t_{fluencia}^2 + AA \cdot t_{fluencia} + BB}{t_{fluencia}^2 + CC \cdot t_{fluencia} + DD}$$

$$h_{co} := \frac{h_{fic}}{m}$$

$$AA := 42 \cdot h_{co}^3 - 350 \cdot h_{co}^2 + 588 \cdot h_{co} + 113 = 329,5301$$

$$BB := 768 \cdot h_{co}^3 - 3060 \cdot h_{co}^2 + 3234 \cdot h_{co} - 23 = 937,9439$$

$$CC := -200 \cdot h_{co}^3 + 13 \cdot h_{co}^2 + 1090 \cdot h_{co} + 183 = 723,3894$$

$$DD := 7579 \cdot h_{co}^3 - 31916 \cdot h_{co}^2 + 35343 \cdot h_{co} + 1931 = 12728,9715$$

$$\beta_{f,16} = 0,2655$$

$$\phi_{f1} = 1,9191$$

ϕ_{d1} :

$$\phi_{d1} := 0,4 \cdot \beta_{d,16}$$

$$\beta_{d,16} := 1 \quad \text{*aproximadamente, considerando } t \text{ infinito}$$

$$\phi_{d1} = 0,4$$

$\beta_d(t)$ é o coeficiente relativo à deformação lenta reversível função do tempo ($t - t_0$) decorrido após o carregamento.

$$\beta_d(t) = \frac{t - t_0 + 20}{t - t_0 + 70}$$

$$\varphi_{\infty,16} = 2,6422$$

Para os 33 dias:

φ_{a2} :

$$\varphi_{\infty,33} := \varphi_{a2} + \varphi_{f2} + \varphi_{d2}$$

$$\varphi_{a2} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,33}}{f_{c,t^\infty}} \right)$$

$$\text{else}$$

$$1,4 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,33}}{f_{c,t^\infty}} \right)$$

$$\beta_{1,33} := e \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{\Delta t_{ef,i,2}} \right)^{0,5} \right) = 1$$

$$t_\infty := 10000$$

$$\beta_{1,t^\infty} := e \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_\infty} \right)^{0,5} \right) = 1,4332$$

$$f_{c,33} := \beta_{1,33} \cdot f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{c,t^\infty} := \beta_{1,t^\infty} \cdot f_{ck} = 57,327 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{a2} = 0,2418$$

$$\varphi_{\infty,33} = 2,3631$$

Para os 66 dias:

φ_{a3} :

$$\varphi_{\infty,66} := \varphi_{a3} + \varphi_{f3} + \varphi_{d3}$$

$$\varphi_{a3} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$0,8 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,66}}{f_{c,t^\infty}} \right)$$

$$\text{else}$$

$$1,4 \cdot \left(1 - \frac{f_{c,66}}{f_{c,t^\infty}} \right)$$

$$\beta_{1,66} := e \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{\Delta t_{ef,i,3}} \right)^{0,5} \right) = 1,1177$$

$$t_\infty := 10000$$

φ_{f2} :

$$\varphi_{f2} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,33})$$

$$\text{else}$$

$$0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,33})$$

$$\varphi_{1c} := 4,45 - 0,035 \cdot U \cdot 100 = 2$$

$$\varphi_{2c} := \frac{42 \text{ cm} + h_{fic}}{20 \text{ cm} + h_{fic}} = 1,3064$$

$$\beta_{f,33} := \frac{t_{fluencia,2}^2 + AA \cdot t_{fluencia,2} + BB}{t_{fluencia,2}^2 + CC \cdot t_{fluencia,2} + DD} = 0,3412$$

$$\varphi_{f2} = 1,7213$$

φ_{d2} :

$$\varphi_{d2} := 0,4 \cdot \beta_{d,33}$$

$$\beta_{d,33} := 1 \quad \text{*aproximadamente, considerando t infinito}$$

$$\varphi_{d2} = 0,4$$

φ_{f3} :

$$\varphi_{f3} := \text{if } f_{ck} < 46 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,66})$$

$$\text{else}$$

$$0,45 \cdot \varphi_{1c} \cdot \varphi_{2c} \cdot (1 - \beta_{f,66})$$

$$\varphi_{1c} := 4,45 - 0,035 \cdot U \cdot 100 = 2$$

$$\varphi_{2c} := \frac{42 \text{ cm} + h_{fic}}{20 \text{ cm} + h_{fic}} = 1,3064$$

$$\beta_{f,66} := \frac{t_{fluencia,3}^2 + AA \cdot t_{fluencia,3} + BB}{t_{fluencia,3}^2 + CC \cdot t_{fluencia,3} + DD} = 0,4161$$

$$\varphi_{f3} = 1,5257$$

$$\beta_{1,t\infty} := e \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t_{\infty}} \right)^{0,5} \right] = 1,4332$$

φ_{d3} :

$$\varphi_{d3} := 0,4 \cdot \beta_{d,66}$$

$$\beta_{d,66} := 1 \quad \text{*aproximadamente, considerando t infinito}$$

$$\varphi_{d3} = 0,4$$

$$\varphi_{a3} = 0,1761$$

$$\varphi_{\infty,66} = 2,1018$$

Efeito Conjunto Retração + Fluência:

$$Mg1 = 5700 \text{ kN m}$$

$$Mg2 = 3798,2 \text{ kN m}$$

$$Mg3 = 2711 \text{ kN m}$$

$$Mq1 = 7538,5 \text{ kN m}$$

Tensões normais provocadas pelos momentos fletores na Seção 5:

$$\sigma_{c,Mk,y,1} := \frac{Mg1 \cdot e_p}{Ic} = 6,5038 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Mk,y,2} := \frac{Mg2 \cdot e_p}{Ic} = 4,3338 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Mk,y,3} := \frac{Mg3 \cdot e_{p2}}{Ic_2} = 2,151 \text{ MPa}$$

Tensões normais devido à protensão no Centro Geométrico:

$$\sigma_{c,P0,y} := \frac{-Pc}{A_{st,viga}} - \frac{Pc \cdot e_p^2}{Ic} = -18,9027 \text{ MPa}$$

Tensões nas armaduras devido à protensão:

$$\sigma_{Pi} = 1402,2 \text{ MPa}$$

Perdas de Protensão por retração + fluência:

$$\Delta\sigma_{p,c,s,16} := \frac{\varepsilon_{cs,\infty,16} \cdot E_p + \alpha_p \cdot \varphi_{\infty,16} \cdot (\sigma_{c,P0,y} + \sigma_{c,Mk,y,1}) + \alpha_p \cdot (\sigma_{c,Mk,y,2} \cdot \varphi_{\infty,33} + \sigma_{c,Mk,y,3} \cdot \varphi_{\infty,66})}{1 - \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{c,P0,y}}{\sigma_{Pi}} \cdot \left(1 + \frac{\varphi_{\infty,16}}{2} \right)} = -160,6991 \text{ MPa}$$

Perdas da Força de Protensão por retração + fluência:

$$\Delta P_{ret,flu} := - \left(\Delta \sigma_{p,c,s,16} \cdot A_p \right) = 1378,7984 \text{ kN}$$

Relaxação das armaduras:

Relaxação Pura:

$$\sigma_{P,c} := \frac{P_i}{A_p} + \sigma_{c,Mk,Y,1} \cdot \alpha_p + \sigma_{c,Mk,Y,2} \cdot \alpha_p + \sigma_{c,Mk,Y,3} \cdot \alpha_p = 1474,0788 \text{ MPa}$$

*Tensão de tração no aço provocada pela protensão e pelas ações permanentes aplicadas

Tabela 8.4 – Valores de Ψ_{1000} , em porcentagem

σ_{po}	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
0,5 f_{ptk}	0	0	0	0	0
0,6 f_{ptk}	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
0,7 f_{ptk}	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
0,8 f_{ptk}	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

Onde
RN é a relaxação normal;
RB é a relaxação baixa.

$$0,5 \cdot f_{ptk} = 950 \text{ MPa}$$

$$\psi_{1000,RB,05} := 0$$

$$0,6 \cdot f_{ptk} = 1140 \text{ MPa}$$

$$\psi_{1000,RB,06} := 1,3$$

$$0,7 \cdot f_{ptk} = 1330 \text{ MPa}$$

$$\psi_{1000,RB,07} := 2,5$$

$$0,8 \cdot f_{ptk} = 1520 \text{ MPa}$$

$$\psi_{1000,RB,08} := 3,5$$

$$coef := \frac{\sigma_{P,c}}{f_{ptk}} = 0,7758$$

$$\Psi_{1000} := \psi_{1000,RB,07} + \left(\frac{coef - 0,7}{(0,8 - 0,7)} \right) \cdot (\psi_{1000,RB,08} - \psi_{1000,RB,07}) = 3,2583$$

$$\Psi_{\infty,16} := \left(\frac{t_{\infty} - 16}{41,67} \right)^{0,15} \cdot \Psi_{1000} = 7,4116 \quad f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$\Delta \sigma_{pura,\infty,16} := \frac{\Psi_{\infty,16}}{100} \cdot \sigma_{Pi} = 103,9261 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{relax} := \Delta \sigma_{pura,\infty,16} \cdot A_p = 891,6855 \text{ kN}$$

Relaxação Relativa:

$$\Delta \sigma_{rel,\infty,16} := \Delta \sigma_{pura,\infty,16} \cdot \left(1 - \frac{|\Delta \sigma_{p,c,s,16}|}{\sigma_{Pi}} \right) = 92,0156 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{relax,relat} := \Delta \sigma_{rel,\infty,16} \cdot A_p = 789,4939 \text{ kN}$$

Forças de Protensão, na seção x = 20 m, após as perdas progressivas

$$P_{\infty} := \left(P_C - \Delta P_{ret,flu} - \Delta P_{relax,relat} \right) = 9336,5504 \text{ kN}$$

$$\sigma_{i,P_{\infty},final} := - P_{\infty} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2}}{W_{i2}} \right) = -15,4845 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,P^\infty,final} := -P_\infty \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} - \frac{e_{p2}}{W_{s2}} \right) = 0,9985 \text{ MPa}$$

10. Verificações no E.L.S.

- Aqui vou alterando os valores dos parâmetros para cada caso específico que eu quiser avaliar (tempo infinito, segunda etapa de carregamento, etc)
- Parâmetros que mudam por seção de controle: Excentricidade de protensão, Mg1, Mg2 e Mg3, Valor da força de protensão

NO TEMPO INFINITO:

Tensões limites e Momentos Fletores Atuantes:

$$A_{st,viga,2} = 1,7025 \text{ m}^2$$

$$I_{c2} = 1,3201 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$y_{c2} = 134,9945 \text{ cm}$$

$$W_{i2} = 0,9779033 \text{ m}^3$$

$$W_{s2} = 1,5086 \text{ m}^3$$

$$A_{st,viga} = 1,14 \text{ m}^2$$

$$I_c = 5,8824 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$y_c = 97,3684 \text{ cm}$$

$$W_i := W_{c,inf} = 6,0413378 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$$

$$W_s := W_{c,sup} = 5,7315256 \cdot 10^5 \text{ cm}^3$$

$$e_{p2,s0} := y_{c2} - y_c = 37,6261 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s1} := y_{c2} - 64,11 \text{ cm} = 70,8845 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s2} := y_{c2} - 42,92 \text{ cm} = 92,0745 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s3} := y_{c2} - 31,11 \text{ cm} = 103,8845 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s4} := y_{c2} - 30,25 \text{ cm} = 104,7445 \text{ cm}$$

$$e_{p2,s5} := y_{c2} - 30,25 \text{ cm} = 104,7445 \text{ cm}$$

$$e_{p1} := y_c - 30,25 \text{ cm} = 0,6712 \text{ m}$$

$$e_{p1,s0} := y_c - y_c = 0 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s1} := y_c - 64,11 \text{ cm} = 33,2584 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s2} := y_c - 42,92 \text{ cm} = 54,4484 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s3} := Y_c - 31,11 \text{ cm} = 66,2584 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s4} := Y_c - 30,25 \text{ cm} = 67,1184 \text{ cm}$$

$$e_{p1,s5} := Y_c - 30,25 \text{ cm} = 67,1184 \text{ cm}$$

$$Mg1 := M_{g,viga}(x_0) = 0 \text{ kN m} \quad \psi1 := 0,5$$

$$Mg2 := Mg2_{x0} = 0 \text{ kN m} \quad \psi2 := 0,3$$

$$Mg3 := M_{g3}(x_0) = 0 \text{ kN m} \quad \sigma_{c,tot} := -0,6 \cdot fck = -24 \text{ MPa}$$

$$Mq1 := M_{m0} = 0 \text{ kN m}$$

Tensões atuantes em cada borda:

$$\sigma_{i,g1} := \frac{Mg1}{W_{i2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g1} := \frac{-Mg1}{W_{s2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g2} := \frac{Mg2}{W_{i2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g2} := \frac{-Mg2}{W_{s2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g3} := \frac{Mg3}{W_{i2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g3} := \frac{-Mg3}{W_{s2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q1} := \frac{Mq1}{W_{i2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,q1} := \frac{-Mq1}{W_{s2}} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q2} := 0$$

$$\sigma_{s,q2} := 0$$

$$\sigma_{i,P^\infty,final} := -9159,93 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} + \frac{e_{p2,s0}}{W_{i2}} \right) = -8,9047 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,P^\infty,final} := -9159,93 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga,2}} - \frac{e_{p2,s0}}{W_{s2}} \right) = -3,0957 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,P^\infty,final} = -8,9047 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,P^\infty,final} = -3,0957 \text{ MPa}$$

- Para toda iteração, alterar os valores de $e_{p2,si}$ e da Protensão Final

ELS-D com Combinação Quase Permanente:

Não deve ter tração na borda inferior. Deve ter 0 ou ter compressão

Já a compressão na borda superior não deve ultrapassar $\sigma_{c,tot}$

- Verificação da tensão na borda inferior da viga com P^∞ :

$$\sigma_i := \sigma_{i,g1} + \sigma_{i,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi2 \cdot \sigma_{i,q1} + \psi2 \cdot \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P^\infty,final}$$

$$\sigma_i = -8,9047 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i \leq 0 = 1$$

- Verificação da tensão na borda superior da viga com P^∞ :

$$\sigma_s := (\sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{s,g3} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P^\infty,final})$$

$$\sigma_s = -3,0957 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| \leq |\sigma_{c,tot}| = 1$$

ELS-F com Combinação Frequente

$$\sigma_i := \sigma_{i,g1} + \sigma_{i,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi^1 \cdot \sigma_{i,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,P^\infty,final}$$

$$\sigma_i = -8,9047 \text{ MPa}$$

$$fct := \left(\frac{fck}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} = 11,6961 \quad \alpha := 1,2 \cdot 0,7 \cdot 0,3$$

$$\alpha \cdot fct \text{ MPa} = 2,9474 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i \leq \alpha \cdot fct \text{ MPa} = 1$$

- Verificação da tensão na borda superior da viga com P^∞

$$\sigma_s := (\sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{s,g3} + \psi^1 \cdot \sigma_{s,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,P^\infty,final})$$

$$\sigma_s = -3,0957 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| \leq |\sigma_{c,tot}| = 1$$

NO ATO DA PROTENSÃO:

Tensões limites e Momentos Fletores Atuantes:

$$Mg1 := M_{g,viga}(x_5) = 5700 \text{ kN m}$$

$$\sigma_{c,tot} := -0,6 \cdot fck = -24 \text{ MPa}$$

$$Mg2 := 1 \cdot Mg2_{x5}$$

$$Mg3 := 0$$

$$Mq1 := 0$$

Tensões atuantes em cada borda:

$$\sigma_{i,g1} := \frac{Mg1}{Wi} = 9,435 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g1} := \frac{-Mg1}{Ws} = -9,945 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g2} := \frac{Mg2}{Wi} = 6,287 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g2} := \frac{-Mg2}{Ws} = -6,6269 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,g3} := \frac{Mg3}{Wi} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,g3} := \frac{-Mg3}{Ws} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q1} := \frac{Mq1}{Wi} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,q1} := \frac{-Mq1}{Ws} = 0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,q2} := 0$$

$$\sigma_{s,q2} := 0$$

$$\sigma_{i,Pi} := -12030,88 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} + \frac{e_{p1,s5}}{Wi} \right) = -23,9195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,Pi} := -12030,88 \text{ kN} \cdot \left(\frac{1}{A_{st,viga}} - \frac{e_{p1,s5}}{Ws} \right) = 3,5352 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{i,Pi} = -23,9195 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,Pi} = 3,5352 \text{ MPa}$$

- Para toda iteração, alterar os valores de $e_{p2,si}$ e da Protensão Final

ELS-D com Combinação Quase Permanente:

Não deve ter tração na borda inferior. Deve ter 0 ou ter compressão

Já a compressão em nenhuma das bordas deve ultrapassar $\sigma_{c,tot}$

Nesse caso, como a combinação de ações não influencia visto que somente $Mg1$ atua, o resultado para ELS-D é o mesmo do que para ELS-F

- Verificação da tensão na borda inferior da viga com P^∞ :

$$\sigma_i := \sigma_{i,g1} + \sigma_{i,g2} + \sigma_{i,g3} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{i,q2} + \sigma_{i,Pi}$$

$$\sigma_i = -8,1975 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i \leq 0 = 1$$

- Verificação da tensão na borda superior da viga com P^∞ :

$$\sigma_s := \left(\sigma_{s,g1} + \sigma_{s,g2} + \sigma_{s,g3} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q1} + \psi^2 \cdot \sigma_{s,q2} + \sigma_{s,Pi} \right)$$

$$\sigma_s = -13,0366 \text{ MPa}$$

$$|\sigma_s| \leq |\sigma_{c,tot}| = 1$$

11. Verificações no E.L.U.

* No ato da protensão

$$fck := fck_{14}$$

$$Eci := Eci_{14}$$

$$\alpha_i := 0,8 + 0,2 \cdot \frac{fck}{80} = 0,8854$$

$$Ecs := \alpha_i \cdot Eci = 28,9865 \text{ GPa}$$

$$ygd := 1,35$$

$$ygf := 1$$

$$yqd := 1,5$$

$$yqf := 0$$

$$ypd := 1,2$$

$$ypf := 0,9$$

$$A_p = 85,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,96 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_{st,viga} = 1,14 \text{ m}^2$$

$$Ic = 5,8824 \cdot 10^7 \text{ cm}^4$$

$$P_\infty = 9336,5504 \text{ kN}$$

$$e_p = 0,6712 \text{ m}$$

$$dp := d1 + d2 + d3 + d4 + d5 - (y_c - e_{p1,s0}) = 1,0263 \text{ m}$$

(altura útil da protensão - distância da borda do topo até o CG da armadura ativa)

$$erro_{max} := 1,5 \%$$

Desses coeficientes, γ_g e γ_q foram tomados das tabelas 2 e 5 da NBR 8681:2003, e γ_p a partir da NBR 6118:2014 (tabela 11.1 e item 17.2.4.3). Na Tabela 36 encontram-se os valores adotados.

Tabela 36 - Coeficientes de ponderação das ações para combinação última normal.

Coeficiente	Caso Desfavorável	Caso Favorável
γ_g	1,35	1,0
γ_q	1,5	0
γ_p	1,2	0,9

Fonte: elaborado pela autora.

Resolução:

$$Pd := ypf \cdot P_i$$

*Deve se considerar $y_p = 0,9$ pois é o efeito favorável para a protensão

$$y_p := 0,9$$

$$Pd = 10827,7884 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{cd,enc} := \frac{1}{E_{CS}} \cdot \left(\frac{Pd}{A_{st,viga}} + \frac{Pd \cdot e_{p1,s0}^2}{I_C} \right) = 0,0003 = 0,4 \text{ por mil}$$

No estágio da reta (a) da Figura 6.7 a deformação no aço de protensão encontra-se ainda no regime elástico

$$\varepsilon_{pd,inic} := \frac{Pd}{E_p \cdot A_p} = 0,00644 = 5,0 \text{ por mil}$$

Deformação pré-alongamento:

$$\varepsilon_{cd,enc} + \varepsilon_{pd,inic} = 0,0068 = 5,4 \text{ por mil}$$

Primeira tentativa:

$$y_s := 1,15$$

$$y_c := 1,4$$

Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

$$f_{pyd} := \frac{f_{pyk}}{y_s} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pd} := f_{pyd} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{y_c} = 24,4103 \text{ MPa}$$

$$b_w := t_w = 30 \text{ cm}$$

$$b_f := b_1 = 120 \text{ cm}$$

$$h_f := d_1$$

$$x := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_f} = 64,0504 \text{ cm}$$

Verificação:

$$d_1 = 20 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot x = 51,2403 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot x < hf = 0$$

Cálculo de "x" usando equação da Seção T:

$$x := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (bf - bw) \cdot hf}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot bw} = 181,2016 \text{ cm}$$

Deformação na armadura de protensão supondo domínio 3 ou 4 ($\epsilon_{cd} = 3,5$ por mil):

$$\epsilon_{cd} := 0,0035$$

$$\epsilon_{pd,ult} := \epsilon_{cd} \cdot \left(\frac{dp - x}{x} \right) = -0,0015 = 0,6 \text{ por mil}$$

$\epsilon_{pd,ult}$ menor que 10 por mil. Portanto confirma que está no domínio 3 ou 4.

Deformação de início de escoamento da armadura de protensão:

$$\epsilon_{pyd} := \frac{f_{pyd}}{E_p} = 0,0076 = 7,6 \text{ por mil}$$

$\epsilon_{pd,ult} < \epsilon_{pyd} = 1$ Então o domínio é o 4. A deformação total na armadura de protensão é a soma do pré-alongamento com a deformação causada pelo carregamento sobre a viga

Deformação total na armadura de protensão:

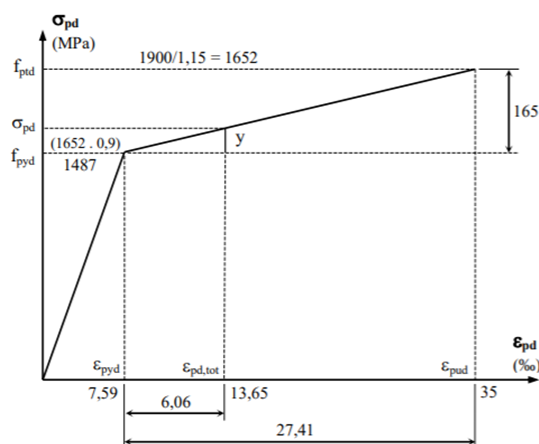
$$\epsilon_{pd,tot} := \epsilon_{pd,inic} + \epsilon_{cd,enc} + \epsilon_{pd,ult} = 0,0052 = 6,1 \text{ por mil}$$

$\epsilon_{pd,tot} < \epsilon_{pyd} = 1$ **Se a deformação total é menor que a deformação de escoamento, está no domínio 4 e não escoou**

$$\sigma_{pd,final} := \frac{\epsilon_{pd,tot}}{\epsilon_{pyd}} \cdot f_{pyd} = 1028,7502 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pd} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$1 - \frac{\sigma_{pd,final}}{\sigma_{pd}} = 30,815 \%$$



Momento Fletor último com a equação da Seção T:

$$M_{Rd} := 0,85 \cdot fcd \cdot (bf - bw) \cdot hf \cdot (0,4 \cdot x - 0,5 \cdot hf) + \sigma_{pd,final} \cdot A_p \cdot (dp - 0,4 \cdot x)$$

$$M_{Rd} = 4994,8392 \text{ kN m}$$

$$fcd = 24,4103 \text{ MPa}$$

- No ato da protensão, somente Mg1 atua.

$$Mg1 := M_{g,vi\tilde{g}a}(x_0) = 0 \text{ kN m}$$

$$Mg2 := Mg2_{x3} = 3182,75 \text{ kN m}$$

$$Mg3 := M_{g3}(x_3) = 2277,24 \text{ kN m}$$

$$Mq1 := M_{m3} = 6319,65 \text{ kN m}$$

$$Msd := ygd \cdot (Mg1) = 0 \text{ kN m}$$

*** No Tempo Infinito:**

$$fck := 40 \text{ MPa}$$

$$Eci := \alpha_E \cdot 5600 \text{ MPa} \cdot \sqrt{\frac{fck}{\text{MPa}}} = 35417,5098 \text{ MPa}$$

$$\alpha_i := 0,8 + 0,2 \cdot \frac{fck}{80} = 0,9$$

$$Ecs := \alpha_i \cdot Eci = 31,8758 \text{ GPa}$$

$$ygd := 1,35$$

$$ygf := 1$$

$$yqd := 1,5$$

$$yqf := 0$$

$$ypd := 1,2$$

$$yprf := 0,9$$

$$A_p = 85,8 \text{ cm}^2$$

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$E_p = 1,96 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$A_{st,viga,2} = 1,7025 \text{ m}^2$$

$$Ic_2 = 1,3201 \cdot 10^8 \text{ cm}^4$$

$$P_{\infty} = 9336,5504 \text{ kN}$$

$$P_{\infty} := 9159,93 \text{ kN}$$

$$e_{p2} = 1,0474 \text{ m}$$

$$dp := d1 + d2 + d3 + d4 + d5 + tc - (y_{c2} - e_{p2,s0}) = 1,2513 \text{ m}$$

***Para toda seção que for calcular, mudar ep2, si e P ∞**

Resolução:

$$Pd := ypf \cdot P_{\infty}$$

*Deve se considerar $y_p = 0,9$ pois é o efeito favorável para a protensão

$$y_p := 0,9$$

$$Pd = 8243,937 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_{cd,enc} := \frac{1}{E_{CS}} \cdot \left(\frac{Pd}{A_{st,viga,2}} + \frac{Pd \cdot e_{p2,s1}^2}{Ic_2} \right) = 0,0003 = 0,4 \text{ por mil}$$

No estágio da reta (a) da Figura 6.7 a deformação no aço de protensão encontra-se ainda no regime elástico

$$\varepsilon_{pd,inic} := \frac{Pd}{E_p \cdot A_p} = 0,0049 = 5,0 \text{ por mil}$$

Deformação pré-alongamento:

$$\varepsilon_{cd,enc} + \varepsilon_{pd,inic} = 0,0052 = 5,4 \text{ por mil}$$

Primeira tentativa:

$$y_s := 1,15$$

$$y_c := 1,4$$

Tabela 12.1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

$$f_{pyd} := \frac{f_{pyk}}{y_s} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pd} := f_{pyd} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 28,5714 \text{ MPa}$$

$$b_w := b_2 = 120 \text{ cm}$$

$$b_3 = 0,95 \text{ m}$$

$$b_f := t_w + b_3 + b_3 + 2 \cdot c = 2,5 \text{ m}$$

$$h_f := t_c = 22,5 \text{ cm}$$

$$x_1 := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_f} = 26,2666 \text{ cm}$$

Verificação:

$$0,8 \cdot x_1 = 21,0133 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot x_1 < h_f = 1$$

Cálculo de "x" usando equação da Seção T:

$$x_2 := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot 0,8 \cdot b_w} = 24,2534 \text{ cm}$$

$$x := x_1$$

Deformação na armadura de protensão supondo domínio 3 ou 4 ($\epsilon_{cd} = 3,5$ por mil):

$$\epsilon_{cd} := 0,0035$$

$$\epsilon_{pd,ult} := \epsilon_{cd} \cdot \left(\frac{d_p - x}{x} \right) = 0,0132 = 22,1 \text{ por mil}$$

$\epsilon_{pd,ult}$ maior que 10 por mil. Portanto deve ser calculado como domínio 2.

$$\epsilon_{pd,ult} := 0,01$$

Deformação de início de escoamento da armadura de protensão:

$$\epsilon_{pyd} := \frac{f_{pyd}}{E_p} = 0,0076 = 7,6 \text{ por mil}$$

$$\epsilon_{pd,ult} < \epsilon_{pyd} = 0$$

Deformação total na armadura de protensão:

$$\epsilon_{pd,tot} := \epsilon_{pd,inic} + \epsilon_{cd,enc} + \epsilon_{pd,ult} = 0,0152 = 15,4 \text{ por mil}$$

$$\epsilon_{pd,tot} < \epsilon_{pyd} = 0$$

Se a deformação total é menor que a deformação de escoamento, está no domínio 4 e não esco.

$$\sigma_{pd,final} := \frac{\varepsilon_{pd,tot}}{\varepsilon_{pyd}} \cdot f_{pyd} = 2969,9002 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pd} = 1486,9565 \text{ MPa}$$

$$1 - \frac{\sigma_{pd,final}}{\sigma_{pd}} = -99,7301 \%$$

$$f_{ptk} = 1,9 \cdot 10^9 \text{ Pa}$$

$$f_{ptd} := \frac{f_{ptk}}{y_s} = 1652,1739 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pud} := 0,035$$

$$y := \frac{(f_{ptd} - f_{pyd}) \cdot (\varepsilon_{pd,tot} - \varepsilon_{pyd})}{\varepsilon_{pud} - \varepsilon_{pyd}} = 45,5995 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pd} := \sigma_{pd} + y = 1532,556 \text{ MPa}$$

- SE ENTROU NO DOMÍNIO 2, REALIZO UMA NOVA TENTATIVA COM ESSE VALOR

$$x1 := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p}{0,85 \cdot fcd \cdot 0,8 \cdot bf} = 27,0722 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot x1 = 21,6577 \text{ cm}$$

$$0,8 \cdot x1 < hf = 1$$

Cálculo para Seção T caso não passe na verificação:

$$x2 := \frac{\sigma_{pd} \cdot A_p - 0,85 \cdot fcd \cdot (bf - bw) \cdot hf}{0,85 \cdot fcd \cdot 0,8 \cdot bw} = 25,9316 \text{ cm}$$

$$x := x1$$

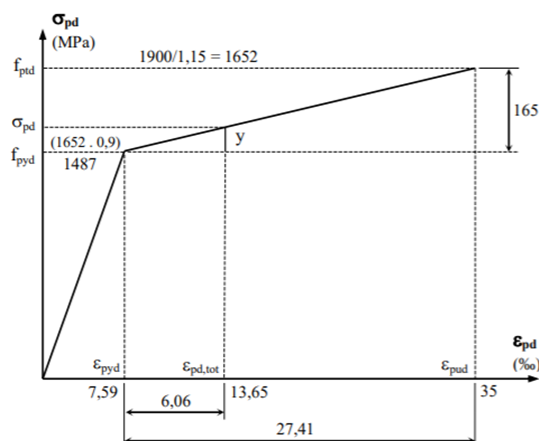
Deformação na armadura de protensão supondo domínio 2):

$$\varepsilon_{pd,ult} = 0,01$$

$$\varepsilon_{cd} := \frac{x}{dp - x} \cdot \varepsilon_{pd,ult} = 0,0028$$

$$\varepsilon_{cd} \leq 0,0035 = 1 \quad \text{*confirma ou não o domínio 2}$$

Deformação total na armadura de protensão:



$$\varepsilon_{pd,tot} := \varepsilon_{pd,inic} + \varepsilon_{cd,enc} + \varepsilon_{pd,ult} = 0,0152$$

$\varepsilon_{pd,tot} < \varepsilon_{pyd} = 0$ Se a deformação total é menor que a deformação de escoamento, está no domínio 4 e não esco

Momento Fletor último com a equação da Seção I:

$$M_{Rd} := \sigma_{pd,final} \cdot A_p \cdot (dp - 0,4 \cdot x)$$

$$M_{Rd} = 29126,3253 \text{ kN m}$$

Momento Fletor último com a equação da Seção T:

$$M_{Rd} := 0,85 \cdot fcd \cdot (bf - bw) \cdot hf \cdot (0,4 \cdot x - 0,5 \cdot hf) + \sigma_{pd,final} \cdot A_p \cdot (dp - 0,4 \cdot x)$$

$$M_{Rd} = 29096,4094 \text{ kN m}$$

$$fcd = 28,5714 \text{ MPa}$$

- No tempo infinito, tudo atua

$$Mg1 := M_{g,viga}(x_1) = 2052 \text{ kN m}$$

$$Mg2 := Mg2_{x1} = 1362,2 \text{ kN m}$$

$$Mg3 := M_{g3}(x_1) = 975,96 \text{ kN m}$$

$$Mq1 := M_{m1} = 2726,55 \text{ kN m}$$

$$Msd := ygd \cdot (Mg1 + Mg2 + Mg3) + yqd \cdot Mq1 = 10016,541 \text{ kN m}$$

12. Verificação no Cisalhamento

$$\alpha_0 := 4 \text{ deg} \quad P_{\infty,0} := 9159,928665 \text{ kN}$$

$$\alpha_1 := 3 \text{ deg} \quad P_{\infty,1} := 9231,568867 \text{ kN}$$

$$\alpha_2 := 2 \text{ deg} \quad P_{\infty,2} := 9303,20915 \text{ kN}$$

$$\alpha_3 := 1 \text{ deg} \quad P_{\infty,3} := 9374,84935 \text{ kN}$$

$$\alpha_4 := 0 \text{ deg} \quad P_{\infty,4} := 9351,79153 \text{ kN}$$

$$\alpha_4 := 0 \text{ deg} \quad P_{\infty,5} := P_{\infty} = 9159,93 \text{ kN}$$

$$\alpha_5 := 0 \text{ deg}$$

$$dp = 1,2513 \text{ m}$$

$$bw := tw = 0,3 \text{ m}$$

$$fck = 40 \text{ MPa}$$

$$fcd = 28,5714 \text{ MPa}$$

$$fctd := \frac{0,7 \cdot 0,3 \cdot \left(\frac{fck}{MPa} \right)^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \text{ MPa} = 1,7544 \text{ MPa}$$

$$fywd := 435 \text{ MPa}$$

$$Msd_0 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_0) + Mg2_{x0} + M_{g3}(x_0) \right) + yqd \cdot M_{m0} - ypf \cdot P_{\infty,0} \cdot e_{p2,s0} = -3101,8692 \text{ kN m}$$

$$Msd_1 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_1) + Mg2_{x1} + M_{g3}(x_1) \right) + yqd \cdot M_{m1} - ypf \cdot P_{\infty,1} \cdot e_{p2,s1} = 4127,1653 \text{ kN m}$$

$$Msd_2 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_2) + Mg2_{x2} + M_{g3}(x_2) \right) + yqd \cdot M_{m2} - ypf \cdot P_{\infty,2} \cdot e_{p2,s2} = 10078,6581 \text{ kN m}$$

$$Msd_3 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_3) + Mg2_{x3} + M_{g3}(x_3) \right) + yqd \cdot M_{m3} - ypf \cdot P_{\infty,3} \cdot e_{p2,s3} = 14549,1482 \text{ kN m}$$

$$Msd_4 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_4) + Mg2_{x4} + M_{g3}(x_4) \right) + yqd \cdot M_{m4} - ypf \cdot P_{\infty,4} \cdot e_{p2,s4} = 17842,98 \text{ kN m}$$

$$Msd_5 := ygd \cdot \left(M_{g,viga}(x_5) + Mg2_{x5} + M_{g3}(x_5) \right) + yqd \cdot M_{m5} - ypf \cdot P_{\infty,5} \cdot e_{p2,s5} = 19155,1 \text{ kN m}$$

$$Mg1 := M_{g,viga}(x_0) = 0 \text{ kN m}$$

$$Mg2 := Mg2_{x3} = 3182,75 \text{ kN m}$$

$$Mg3 := M_{g3}(x_3) = 2277,24 \text{ kN m}$$

$$Mq1 := M_{m3} = 6319,65 \text{ kN m}$$

$$Msd := ygd \cdot (Mg1 + Mg2 + Mg3) + yqd \cdot Mq1 = 16850,4615 \text{ kN m}$$

$$Vrd2 := 0,27 \cdot \left(1 - \frac{fck}{250} \right) \cdot fcd \cdot bw \cdot dp = 2432,5579 \text{ kN}$$

$$Vco := 0,6 \cdot fctd \cdot bw \cdot dp = 395,1579 \text{ kN}$$

$$M_{0,s0} := ypf \cdot P_{\infty,0} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13370,324 \text{ kN m} \quad fctd = 0,1754 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{0,s1} := ypf \cdot P_{\infty,1} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13474,8939 \text{ kN m}$$

$$M_{0,s2} := ypf \cdot P_{\infty,2} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13579,4639 \text{ kN m}$$

$$M_{0,s3} := ypf \cdot P_{\infty,3} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13684,0338 \text{ kN m}$$

$$M_{0,s4} := ypf \cdot P_{\infty,4} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13650,3774 \text{ kN m}$$

$$M_{0,s5} := ypf \cdot P_{\infty,5} \cdot \left(\frac{W_{i2}}{A_{st,viga,2}} + e_{p2} \right) = 13370,326 \text{ kN m}$$

$$Vc_0 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s0}}{Ms d_0} \right) = -1308,1342 \text{ kN}$$

$$Vc_1 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s1}}{Ms d_1} \right) = 1685,3197 \text{ kN}$$

$$Vc_2 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s2}}{Ms d_2} \right) = 927,5733 \text{ kN}$$

$$Vc_3 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s3}}{Ms d_3} \right) = 766,8191 \text{ kN}$$

$$Vc_4 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s4}}{Ms d_4} \right) = 697,4647 \text{ kN}$$

$$Vc_5 := Vco \cdot \left(1 + \frac{M_{0,s5}}{Ms d_5} \right) = 670,9795 \text{ kN}$$

$$2 \cdot Vco = 790,3158 \text{ kN}$$

$$fctm = 3,5088 \text{ MPa}$$

$$fywk := 500 \text{ MPa}$$

$$A_{sw,min} := 20 \text{ cm} \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw = 4,2106 \text{ cm}^2$$

$$Vsw1 := 120,42 \text{ kN}$$

$$Vsw2 := -67,27 \text{ kN}$$

$$Vsw3 := -221,78 \text{ kN}$$

$$Vsw4 := -132,07 \text{ kN}$$

$$Vsw5 := -437,86 \text{ kN}$$

$$A_{sw,90}(Vsw) := \frac{\frac{Vsw \text{ cm}^2}{\text{kN}}}{39,2 \cdot dp}$$

$$A_{sw,90}(Vsw1) = 2,455 \cdot \frac{1}{m} \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,90}(Vsw2) = -1,3714 \cdot \frac{1}{m} \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,90}(Vsw3) = -4,5214 \cdot \frac{1}{m} \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,90}(Vsw4) = -2,6925 \cdot \frac{1}{m} \text{ cm}^2$$

$$A_{sw,90}(V_{sw5}) = -8,9265 \cdot \frac{1}{m} \text{ cm}^2$$

$$V_{sd1} := 1334,65 \text{ kN}$$

$$0,67 \cdot V_{rd2} = 1629,8138 \text{ kN}$$

$$0,2 \cdot V_{rd2} = 486,5116 \text{ kN}$$

$$s_{long,m\acute{a}x} := 30 \text{ cm}$$

$$s_{transv,m\acute{a}x,s1s4} := 35 \text{ cm}$$

$$s_{transv,m\acute{a}x,s5} := 80 \text{ cm}$$

13. Verificação da Fadiga

$$y_f := 1$$

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

$$\Delta f_{sd,fad,estribos} := 85 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{sd,fad,prot} := 110 \text{ MPa}$$

Verificação da Fadiga na Armadura Longitudinal:



$$\Delta M_{q0} := M_{m0} = 0$$

$$\Delta M_{q1} := M_{m1} = 2726,55 \text{ kN m}$$

$$\Delta M_{q2} := M_{m2} = 4833,1 \text{ kN m}$$

$$\Delta M_{q3} := M_{m3} = 6319,65 \text{ kN m}$$

$$\Delta M_{q4} := M_{m4} = 7228,5 \text{ kN m}$$

$$\Delta M_{q5} := M_{m5} = 7538,5 \text{ kN m}$$

- Módulo de Flexão no C.G. da Armadura de Protensão

$$e_{p2} = 1,0474 \text{ m}$$

$$\bar{W}_{p2} := \frac{I_{c2}}{e_{p2}} = 1,2603 \text{ m}^3 \quad \bullet \text{ Módulo de flexão no C.G. da Ap na seção composta}$$

$$\Delta\sigma_{c,0} := \frac{\Delta M_{Q0}}{\bar{W}_{p2}} = 0$$

$$\Delta\sigma_{c,1} := \frac{\Delta M_{Q1}}{\bar{W}_{p2}} = 2,1634 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c,2} := \frac{\Delta M_{Q2}}{\bar{W}_{p2}} = 3,8348 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c,3} := \frac{\Delta M_{Q3}}{\bar{W}_{p2}} = 5,0143 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c,4} := \frac{\Delta M_{Q4}}{\bar{W}_{p2}} = 5,7354 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{c,5} := \frac{\Delta M_{Q5}}{\bar{W}_{p2}} = 5,9814 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_c) := 10 \cdot \Delta\sigma_c$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,0}) = 0$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,1}) = 21,6338 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,2}) = 38,3482 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,3}) = 50,1432 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,4}) = 57,3545 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_s(\Delta\sigma_{c,5}) = 59,8142 \text{ MPa}$$

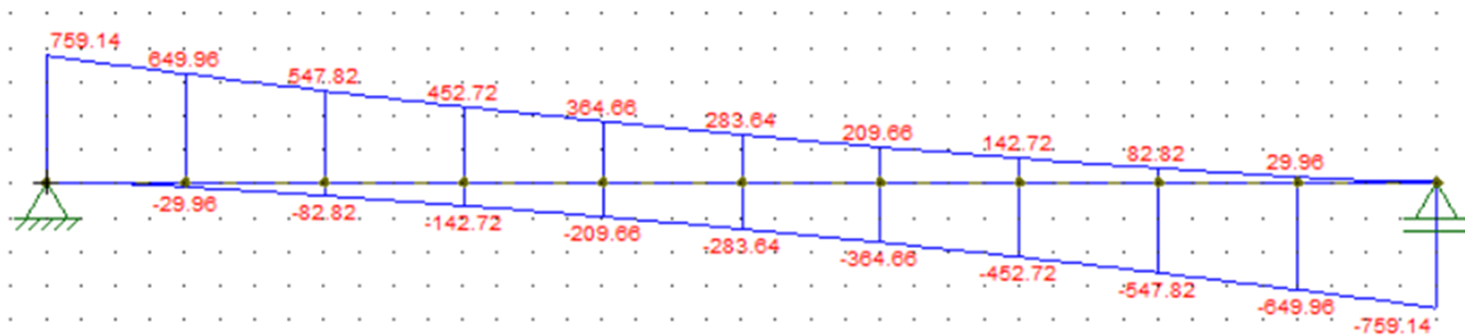
$$\Delta f_{sd, fad, prot} := 110 \text{ MPa}$$

- Todos os valores de $\Delta\sigma$ são menores que o limite

Verificação da Fadiga na Armadura Transversal:

$$\psi_1 = 0,5$$

Combinação Frequente:



$$Vq_{m\acute{a}x,1} := 759,14 \text{ kN} \quad Vq_{min,1} := 0 \text{ kN}$$

$$Vq_{m\acute{a}x,2} := 649,96 \text{ kN} \quad Vq_{min,2} := 0 \text{ kN}$$

$$Vq_{m\acute{a}x,3} := 547,82 \text{ kN} \quad Vq_{min,3} := 0 \text{ kN}$$

$$Vq_{m\acute{a}x,4} := 452,72 \text{ kN} \quad Vq_{min,4} := 0 \text{ kN}$$

$$Vq_{m\acute{a}x,5} := 364,66 \text{ kN} \quad Vq_{min,5} := 0 \text{ kN}$$

Já tenho todos os dados na Planilha. Está mais fácil calcular por lá. Aqui só vou calcular σ_{sw} que fica mais fácil por causa das unidades

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x,1} := \frac{1594,04 \text{ kN} - 607,11 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 4,6124 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,min,1} := \frac{1214,47 \text{ kN} - 607,11 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 2,8385 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{sw,1} := \left(\left(\sigma_{sw,m\acute{a}x,1} - \left(-\sigma_{sw,min,1} \right) \right) \cdot 10 \right) = 74,5082 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x,2} := \frac{1305,12 \text{ kN} - 607,11 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 3,2621 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,min,2} := \frac{980,14 \text{ kN} - 607,11 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 1,7433 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{sw,2} := \left(\left(\sigma_{sw,m\acute{a}x,2} - \left(-\sigma_{sw,min,2} \right) \right) \cdot 10 \right) = 50,0544 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,m\acute{a}x,3} := \frac{1007,12 \text{ kN} - 589,06 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 1,9538 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,min,3} := \frac{733,21 \text{ kN} - 589,06 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 0,6737 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{sw,3} := \left(\left(\sigma_{sw,m\acute{a}x,3} - \left(-\sigma_{sw,min,3} \right) \right) \cdot 10 \right) = 26,2746 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,máx,4} := \frac{713,14 \text{ kN} - 535,79 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = 0,8288 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,min,4} := \frac{486,78 \text{ kN} - 535,79 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = -0,229 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{sw,4} := \left(\left(\sigma_{sw,máx,4} - \left(-\sigma_{sw,min,4} \right) \right) \cdot 10 \right) = 5,9979 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,máx,5} := \frac{422,65 \text{ kN} - 521,42 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = -0,4616 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sw,min,5} := \frac{240,32 \text{ kN} - 521,42 \text{ kN}}{0,9 \cdot dp} \cdot \frac{0,23}{4,37 \text{ cm}} = -1,3137 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{sw,5} := \left(\sigma_{sw,máx,5} - \left(-\sigma_{sw,min,5} \right) \right) \cdot 10 = -17,753 \text{ MPa}$$

14. Armadura de Pele

$$A_{st,alma} := tw \cdot d3 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_{st,nec,face} := 0,1 \% \cdot A_{st,alma} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t := 8 \text{ mm}$$

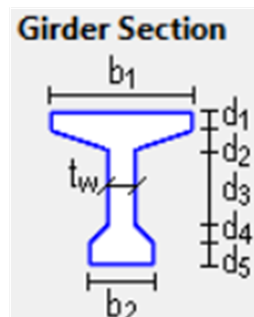
$$s_{pele,máx} := 20 \text{ cm}$$

$$\frac{d3}{s_{pele,máx}} = 6 \quad \text{*número mínimo de armaduras em cada face}$$

$$n_{pele} := 8$$

$$s_{ef} := \left(\frac{d3}{n_{pele}} \right) = 15 \text{ cm}$$

$$A_{s,ef} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_t}{2} \right)^2 \cdot n_{pele} = 4,0212 \text{ cm}^2$$



15. Armadura de Costura de Mesa

$$\tau_d := \frac{Fmd}{av \cdot b_{int}}$$

$$\tau_u := \beta_s \cdot \frac{A_{st}}{b_{int} \cdot s_c} + \beta_c \cdot f_{ctd}$$

$$A_{laje} := t_c \cdot b_f = 0,5625 \text{ m}^2$$

$$R_{c_{loc}} := 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{laje} = 13660,7143 \text{ kN}$$

$$R_c := R_{c_{loc}} = 13660,7143 \text{ kN}$$

$$a_v := \frac{40 \text{ m}}{2} \quad \text{*Viga simplesmente biapoiada}$$

$$b_{int} := b_1 = 1,2 \text{ m}$$

$$F_{md} := R_c$$

$$\tau_d = 569,1964 \text{ kPa}$$

Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
St,long,máx (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Asw,mín (cm ² /m)	4,21				
Øt (mm)	8	8	8	8	8
S,ef (m)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
Aws,ef/s (m)	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37

$$\rho := \frac{\pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot 2}{b_1 \cdot 0,23 \text{ m}} = 0,0364 \%$$

*Todos os ρ serão menos que 0,2% por cento, então posso desconsiderar a parcela de resistência ao cisalhamento referente ao aço

$$\beta_s := 0$$

$$\beta_c := 0,3$$

$$\tau_u := \beta_s \cdot \frac{A_{st}}{b_{int} \cdot s_c} + \beta_c \cdot f_{ctd} = 526,3232 \text{ kPa}$$

$A_s / b_s \%$	β_s	β_c
$\leq 0,2$	0	0,3
$\geq 0,5$	0,9	0,6

$\tau_d \leq \tau_u = 0$ *Somente o concreto não é capaz de resistir à todo o Cisalhamento

- Eu preciso então que tenha uma parcela resistente ao cisalhamento referente ao aço. Para isso preciso que β_s não seja zero. ρ não pode ser menor que 0,2

$$A_{s,t1} := \pi \cdot \left(\frac{8 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot 2 = 1,0053 \text{ cm}^2 \quad \text{*vezes 2 porque são 2 ramos de estribos}$$

$$A_{s,t2} := \pi \cdot \left(\frac{12,5 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot 4 = 4,9087 \text{ cm}^2 \quad \text{*vezes 2 porque são 6 ramos de estribos}$$

E se eu só aumentar as bitolas dos estribos?

$$\rho := \frac{A_{s,t1} + A_{s,t2}}{b1 \cdot 0,23 \text{ m}} = 0,2143 \% \quad f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$$

$$\beta_s := 0,0429$$

$$\tau_u := \beta_s \cdot \frac{A_{s,t1} + A_{s,t2}}{b_{int} \cdot 0,23 \text{ m}} \cdot f_{ywd} + \beta_c \cdot f_{ctd} = 566,3105 \text{ kPa}$$

- Esse valor ficou muito aceitável. Maior que τ_d mas por pouco

$$\tau_d \leq \tau_u = 0$$

*Preciso então mudar os estribos determinados anteriormente de $2\phi 8\text{mm}$ para $2\phi 12,5\text{mm}$ e adicionar mais $4\phi 12,5\text{mm}$

16. Armadura de Tração Passiva

$$A_{st,viga,2} = 1,7025 \text{ m}^2$$

$$A_{st,norma} := 0,15 \% \cdot A_{st,viga,2} = 25,5375 \text{ cm}^2$$

$$M_{d,mín} := 0,8 \cdot W_{i2} \cdot f_{ctk_{sup}} = 3568,5394 \text{ kN m}$$

$$x_{as} := \frac{d - \sqrt{d^2 - 2 \cdot \frac{M_{d,mín}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot f}}}{0,8}$$

$$d := 2,05 \text{ m}$$

$$x_{as} = 2,1042 \text{ cm}$$

$$A_{s,mín} := \frac{M_{d,mín}}{f_{ywd} \cdot (d - 0,4 \cdot x_{as})} = 40,1822 \text{ cm}^2$$

O arranjo de armaduras que a Camille Kaestner usou totalizou uma área de aço de $40,21 \text{ cm}^2$, quase exatamente o valor mínimo que eu preciso, então não tem porque eu não utilizar o mesmo arranjo de 20 barras de 16 mm de diâmetro. Considerando que os espaçamentos estejam de acordo com a norma

17. Cálculo do custo da viga de concreto protendido

Volume de concreto para a viga longarina

$$L = 40 \text{ m}$$

$$Vol_{longarina} := A_{st,viga} \cdot L \cdot n = 182,4 \text{ m}^3$$

$$n = 4$$

Volume de aço da armadura passiva da longarina:

$$Vol_{as,longarina} := 40,21 \text{ cm}^2 \cdot L \cdot n = 0,6434 \text{ m}^3 \quad (20 \text{ barras de } 16 \text{ mm de diâmetro aço CA-50})$$

Volume de aço da armadura de PROTENSÃO da longarina:

$$Vol_{ap} := A_p \cdot L \cdot n = 1,3728 \text{ m}^3$$

$$A_p = 85,8 \text{ cm}^2$$

Volume de aço da armadura transversal da Longarina:

- Serão 6 ramos de estribo de 12,5 mm a cada 23 centímetros
- Serão 174 estribos no total, com 1044 ramos para cada longarina. Totalizando 4174 ramos de estribo

$$Custo_{estribo} := 14,62$$

$$1044 \cdot Custo_{estribo} = 15263,28$$

Volume de aço da armadura de pele da Longarina:

- Serão 4,0212 cm² por face. Totalizando 8,04cm² na seção transversal

$$Vol_{apele} := 8,04 \text{ cm}^2 \cdot n \cdot L = 0,1286 \text{ m}^3 \quad (8 \text{ barras de } 8 \text{ mm de diâmetro aço CA-50})$$

Volume de concreto para as 7 vigas transversinas:

$$Vol_{transversina} := 0,2 \text{ m} \cdot 1,9 \text{ m} \cdot B \cdot 7 = 34,58 \text{ m}^3$$

Volume de aço da armadura passiva das transversinas: ??

$$Vol_{as,trans} := (Aspx_t + Asnx_t) \cdot B = \blacksquare$$

Volume de concreto da Laje:

$$Vol_{laje} := B \cdot L \cdot tc = 117 \text{ m}^3$$

Volume de aço da armadura passiva da laje

$$Aspx := 8 \text{ cm}^2$$

$$Aspy := 5 \text{ cm}^2$$

$$Asnx := 13 \text{ cm}^2$$

$$Vol_{as,laje} := (Aspx + Asnx) \cdot B + Aspy \cdot L = 0,0473 \text{ m}^3$$

Variáveis de preço:

$$\text{concreto20} := 351,20$$

$$C_{arm} := \frac{6,22}{3,75}$$

$$\text{concreto25} := 364,03$$

$$C_{aco} := \frac{4,54}{3,75}$$

$$\text{concreto30} := 374,71$$

$$\text{concreto35} := 386,46$$

$$\text{concreto40} := 413,66 \text{ /m}^3$$

$$C_{ustoAp} := 6,32 \text{ /kg}$$

Aço CA-50

$$A_{co_{6,3mm}} := 4,25$$

$$A_{co_{8mm}} := 4,77$$

$$A_{co_{10mm}} := 4,06$$

$$A_{co_{12,5mm}} := 3,86$$

$$A_{co_{16mm}} := 3,86$$

$$A_{co_{20mm}} := 3,61$$

VOLUMES:

$$Vol_{longarina} := A_{st,viga} \cdot L \cdot n = 182,4 \text{ m}^3$$

$$Vol_{as,longarina} := 40,21 \text{ cm}^2 \cdot L \cdot n = 0,6434 \text{ m}^3 \quad (20 \text{ barras de } 16 \text{ mm de diâmetro aço CA-50})$$

$$Vol_{ap} := A_p \cdot L \cdot n = 1,3728 \text{ m}^3$$

$$4174 \cdot C_{usto_{estribo}} = 61023,88$$

$$Vol_{apele} := 8,04 \text{ cm}^2 \cdot n \cdot L = 0,1286 \text{ m}^3 \quad (8 \text{ barras de } 8 \text{ mm de diâmetro aço CA-50})$$

$$Vol_{laje} := B \cdot L \cdot tc = 117 \text{ m}^3$$

$$Vol_{as,laje} := (Aspx + Asnx) \cdot B + Aspy \cdot L = 0,0473 \text{ m}^3$$

Volume total de Concreto C40:

$$Vol_{longarina} + Vol_{laje} = 299,4 \text{ m}^3$$

$$Vol_{longarina} = 182,4 \text{ m}^3$$

$$Vol_{laje} = 117 \text{ m}^3$$

Volume total de Armadura de Protensão:

$$Vol_{ap} = 1,3728 \text{ m}^3$$

Volume total de aço CA-50:

$$Vol_{as,longarina} := 40,21 \text{ cm}^2 \cdot L \cdot n = 0,64336 \text{ m}^3$$

$$4174 \cdot Custo_{estribo} = 61023,88$$

$$Vol_{apele} := 8,04 \text{ cm}^2 \cdot n \cdot L = 0,12864 \text{ m}^3$$

$$Vol_{as,laje} := (Aspx + Asnx) \cdot B + Aspy \cdot L = 0,0473 \text{ m}^3$$

$$Custo_{estribo} = 14,62$$

$$fctk_{inf} = 2,4562 \text{ MPa}$$

TABELAS DIMENSIONAMENTO

Parâmetros do Concreto Fck 40	
fck	40 MPa
fck ₁₄	34,17 MPa
fctk	3,51 MPa
fctk _{inf}	2,46 MPa
fctk _{sup}	4,56 MPa
α	1,2
α_E	1
s	0,38
E _{ci}	35.417 MPa
E _{ci14}	32.737 MPa
E _{cs}	31.876 MPa

Parâmetros do Aço de Protensão	
Classe	CP 190-RB
Cordoalha	Φ 15,2 mm 7 fios
A _{cordoalha}	1,43 cm ²
f _{ptk}	1900 MPa
f _{pyk}	1710 MPa
E _p	196.000 MPa
$\sigma_{Pi,lim}$	1402,2 MPa
μ	0,2
K	0,002
α_P	5,534

Seção I	
b1	120 cm
b2	120 cm
tw	30 cm
d1	20 cm
d2	15 cm
d3	120 cm
d4	25 cm
d5	20 cm
A _{st}	1,14 m ²
Y _{cg}	97,37 cm
I _c	0,58823 m ⁴
W _i	0,6041 m ³
W _s	0,5731 m ³

Seção T	
b1	152,5 cm
b2	305 cm
b3	95 cm
b4	95 cm
c	15 cm
bw	30 cm
bf adotado	2,5 m
A _{st}	1,7025 m ²
Y _{cg}	134,99 cm
I _c	1,32012 m ⁴
W _i	0,9779 m ³
W _s	1,5086 m ³

TRAÇADO DOS CABOS						
Posição (m)	0	4	8	12	16	20
$e_{p,equiv\ simples}$ (cm)	0	33,26	54,45	66,26	67,12	67,12
$e_{p,equiv\ composta}$ (cm)	37,63	70,89	92,07	103,88	104,74	104,74

Momentos Fletores Atuantes (kN*m)				
x (m)	Mg1	Mg2	Mg3	Mq
0	0,00	0,00	0,00	0,00
4	2052,00	1362,20	975,96	2726,55
8	3648,00	2423,11	1735,04	4833,10
12	4788,00	3182,75	2277,24	6319,65
16	5472,00	3641,12	2602,56	7228,50
20	5700,00	3798,20	2711,00	7538,50
24	5472,00	3641,12	2602,56	7228,50
28	4788,00	3182,75	2277,24	6319,65
32	3648,00	2423,11	1735,04	4833,10
36	2052,00	1362,20	975,96	2726,55
40	0,00	0,00	0,00	0,00

ESTIMATIVA PROTENSÃO INICIAL	
α	1,3
$\sigma_{t,elsd}$	0 MPa
$\sigma_{t,elsf}$	3,193 MPa
$\sigma_{c,tot}$	- 24 MPa
$A_{st,comp}$	1,7025 m ²
$W_{i,comp}$	0,9779 m ³
$W_{s,comp}$	1,5086 ³
$e_{p,est}$	104,74 cm
ΔP_{arb}	25%
Acordoalha	1,43 cm ²
ψ_1	0,5
ψ_2	0,3

	g1	g2	g3	q1
M (kN*m)	5700	3798,2	2711	7538,5
σ_i (MPa)	5,8289	3,884	2,7723	7,709
σ_s (MPa)	-3,7783	-2,518	-1,797	-4,997

	ELS-D	ELS-F
$\sigma_{i,p\infty}$	- 14,8 MPa	- 22,52 MPa
σ_s	- 8,64 MPa	- 20,64 MPa
$\sigma_{t,lim}$	0 MPa	3,193 MPa
$\sigma_{c,tot}$	- 24 MPa	- 24 MPa
$P_{\infty,est}$	8922,44 kN	7926,80 kN
$P_{i,est}$	11.896,59 kN	
$A_{p,est}$	84,84 cm ²	
$n_{cordoalhas}$	60	
A_p	85,8 cm ²	
P_i	12.030,88 kN	

Perdas de Protensão por Atrito	
P_i	12.030,88 kN
e	2,7183
μ	0,2
K	0,002
α	0,0895 rad
$\Delta P_{atr,curvo}$	284,108 kN
$\Delta P_{atr,reta}$	307,579 kN

Trecho	Parabólico				Linear	
x (m)	0	4	8	12	16	20
ΔP_{atr} (kN)	0	75,762	151,525	227,287	288,803	307,579

Perda por Acomodação da Ancoragem	
Δw	2 mm
w	12,8072 m
$P_{a,w}$	11768,26 kN
$\Delta P_{acom,w0}$	525,229 kN

Perda por Encurtamento Imediato	
$\alpha_{p,14}$	5,9871
A_p (cm ²)	85,8
n_{cabos}	3
σ_{cp} (MPa)	-19,262
σ_{cg} (MPa)	6,504
$\Delta \sigma_p$ (MPa)	25,461
ΔP_{enc} (kN)	218,455

Perdas Retração + Fluência	
Parâmetros Iniciais	
t1	14
t2	28
t3	56
t ∞	10.000
Temperatura	25 °C
$\alpha_{fluencia}$	1
$\alpha_{retração}$	1
Idades Fictícias	
t1f	16
t2f	33
t3f	66
t1r	16
t2r	33
t3r	66
Parâmetros Retração	
$\epsilon_{.1s}$	- 0,00061603
$\epsilon_{.2s}$	0,7752
$\beta_{.s.\infty}$	1,0
$\beta_{.s.16}$	0,05
$\epsilon_{.cs.\infty.16}$	- 0,00045369
Parâmetros Fluência	
ϕ_{a16}	0,3231
ϕ_{f16}	1,9191
ϕ_{d16}	0,4
$\phi_{.\infty.16}$	2,6422
ϕ_{a33}	0,2418
ϕ_{f33}	1,7213
ϕ_{d33}	0,4
$\phi_{.\infty.33}$	2,3631
ϕ_{a66}	0,1761
ϕ_{f66}	1,5257
ϕ_{d66}	0,4
$\phi_{.\infty.66}$	2,1018
Coeficientes finais	
$\epsilon_{.cs.\infty.16}$	- 0,00045369
$\phi_{.\infty.16}$	2,6422
$\phi_{.\infty.33}$	2,3631
$\phi_{.\infty.66}$	2,1018
Resultados	
$\Delta\sigma_{.p.c.s.\infty.16}$	160,6991 MPa
$\Delta P_{.ret.flu}$	1378,7984 kN

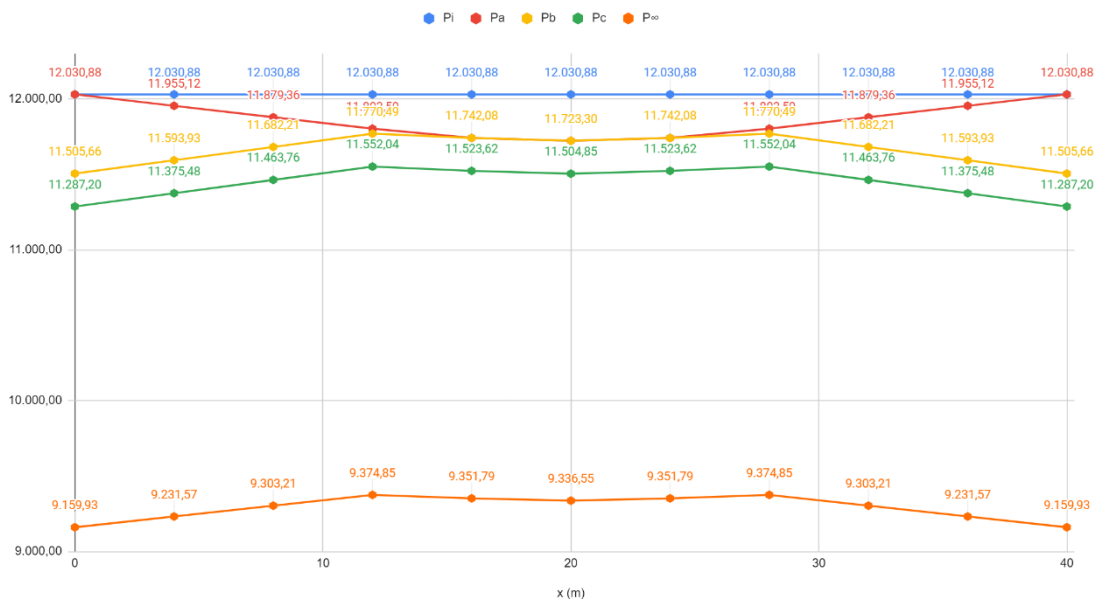
Perdas Relaxação das Armaduras	
Relaxação Pura	
$\Psi.1000$	3,2583
$\Psi.\infty.16$	7,4116
$\Delta\sigma.pura.\infty.16$	103,93 MPa
$\Delta P.relax$	891,69 kN
Relaxação Relativa	
$\Delta\sigma.rel.\infty.16$	92,0156 MPa
$\Delta P.relax.rel$	789,4939 kN

Perdas de Protensão Finais na Seção 5	
P_i (kN)	12.030,88
ΔP_{patr} (kN)	307,58
ΔP_{enc} (kN)	218,46
$\Delta P_{ret.flu}$ (kN)	1378,80
$\Delta P_{relax.rel}$ (kN)	789,49
$P_{\infty \times 5}$	9336,55
K	0,8115

Tabela de Perdas Imediatas por Seção											
x (m)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
P_i	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88
ΔP_{patr} (kN)	0	75,762	151,525	227,287	288,803	307,579	288,803	227,287	151,525	75,762	0
ΔP_{acom} (kN)	525,223	361,183	197,143	33,103	0,000	0,000	0,000	33,103	197,143	361,183	525,223
ΔP_{enc} (kN)	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46	218,46

Tabela de Protensão por Etapas											
x (m)	0	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
P_i	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88	12.030,88
P_a	12.030,88	11.955,12	11.879,36	11.803,59	11.742,08	11.723,30	11.742,08	11.803,59	11.879,36	11.955,12	12.030,88
P_b	11.505,66	11.593,93	11.682,21	11.770,49	11.742,08	11.723,30	11.742,08	11.770,49	11.682,21	11.593,93	11.505,66
P_c	11.287,20	11.375,48	11.463,76	11.552,04	11.523,62	11.504,85	11.523,62	11.552,04	11.463,76	11.375,48	11.287,20
P_{∞}	9.159,93	9.231,57	9.303,21	9.374,85	9.351,79	9.336,55	9.351,79	9.374,85	9.303,21	9.231,57	9.159,93

Gráfico da protensão



Verificação no E.L.S. no tempo Infinito						
ψ_1	0,5					
ψ_2	0,3					
$\sigma_{t,lim,elsd}$ (MPa)	0					
$\sigma_{t,lim,elsf}$ (MPa)	3,193					
$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	- 24 MPa					

x (m)	0	4	8	12	16	20
ep (cm)	37,63	70,88	92,07	103,88	104,74	104,74
Mg1 (kN*m)	0,00	2052,00	3648,00	4788,00	5472,00	5700,00
Mg2 (kN*m)	0,00	1362,20	2423,11	3182,75	3641,12	3798,20
Mg3 (kN*m)	0,00	975,96	1735,04	2277,24	2602,56	2711,00
Mq1 (kN*m)	0,00	2726,55	4833,10	6319,65	7228,50	7538,50

ELS-D						
x (m)	0	4	8	12	16	20
σ_i (MPa)	-8,9047	-6,7882	-4,7586	-3,0473	-1,3118	-0,6868
σ_S (MPa)	-3,0957	-4,537	-5,9212	-7,1006	-8,2033	-8,5937

ELS-F						
x (m)	0	4	8	12	16	20
σ_i (MPa)	-8,9047	-6,2305	-3,7702	-1,7548	0,1665	0,855
σ_S (MPa)	-3,0957	-4,8985	-6,5627	-7,9384	-9,1616	-9,5931

Verificação no E.L.S. no ato da protensão						
x (m)	0	4	8	12	16	20
ep (cm)	0,00	33,26	54,45	66,26	67,12	67,12
Mg1 (kN*m)	0,00	2052,00	3648,00	4788,00	5472,00	5700,00
σ_i (MPa)	-10,5534	-13,78	-15,358	-15,8229	-14,8619	-14,4845
σ_S (MPa)	-10,5534	-7,1524	-5,4891	-4,9991	-6,012	-6,4098
$\sigma_{t,lim}$ (MPa)	0					
$\sigma_{c,lim}$ (MPa)	- 24 MPa					

Verificação no E.L.U. no ato da protensão						
Coefficientes de ponderação						
	Favorável	Desfavorável				
γ_g	1	1,35				
γ_q	0	1,5				
γ_p	0,9	1,2				

Resultados						
Seção	0	1	2	3	4	5
M_{Rd}	4994,84	8690,38	11564,91	13370,21	13507,75	13507,75
M_{Sd}	0	2770,2	4924,8	6463,8	7387,20	7695,00

Verificação no E.L.U. com tempo infinito						
Resultados						
Seção	0	1	2	3	4	5
M _{Rd}	29126,33	37700,71	43422,80	46725,75	46918,93	46892,28
M _{Sd}	0,00	10016,54	17787,85	23314,26	26658,92	27790,17

Verificação no Cisalhamento					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
V _{g1} (kN)	570,00	456,00	342,00	228,00	114,00
V _{g2} (kN)	373,37	307,26	228,55	150,34	72,10
V _{g3} (kN)	271,10	216,88	162,66	108,44	54,22
V _{q1} (kN)	759,14	649,96	547,82	452,72	364,66
V _p (kN)	-638,96	-483,14	-324,68	0,00	0,00
V _{sd} (kN)	1334,65	1146,96	956,35	939,50	604,98
P _∞ (kN)	9159,93	9231,57	9303,21	9374,85	9351,79
V _{Rd2} (kN)	3737,34	3737,34	3737,34	3737,34	3737,34
V _c (kN)	1214,23	1214,23	1178,13	1071,57	1042,84
V _{sw} (kN)	120,42	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{sw,90} (cm ² /m)	1,5979	0,00	0,00	0,00	0,00
A _{sw,min} (cm ² /m)	4,2106				
Trecho					
S _{t,long,máx} (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
A _{sw,min} (cm ² /m)	4,21				
Φ _t (mm)	8	8	8	8	8
S _{ef} (m)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
A _{ws,ef/s} (m)	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37

Verificação da Fadiga Armadura Transversal					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
V _{gk} (kN)	1214,47	980,14	733,21	486,78	240,32
V _{q,máx} (kN)	759,14	649,96	547,82	452,72	364,66
V _{q,min} (kN)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5 * V _c (kN)	607,11	607,11	589,06	535,79	521,42
V _{máx} (kN)	1594,04	1305,12	1007,12	713,14	422,65
V _{mín} (kN)	1214,47	980,14	733,21	486,78	240,32
A _{sw/s} (cm/m)	4,37	4,37	4,37	4,37	4,37
s (m)	0,23	0,23	0,23	0,23	0,23
σ _{sw} (MPa)	48,50	32,58	17,10	3,90	11,56
Δf _{sd,fad} (MPa)	85	85	85	85	85

Verificação da Fadiga Armadura Longitudinal					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
ΔM _q (kN.m)	2726,55	4833,1	6319,65	7228,5	7538,5
Δσ _c (MPa)	2,1634	3,8348	5,0143	5,7354	5,9814
Δσ _S (MPa)	21,634	38,348	50,143	57,354	59,814
Δf _{sd,fad} (MPa)	110	110	110	110	110

Armadura de Pele	
Aalma,viga (cm ²)	3600
As,nec por face (cm ²)	3,6
Φt (mm)	8
Qtd por face	8
As,ef por face (cm ²)	4,02
s (cm)	15

Armadura longitudinal passiva	
Ast (m ²)	1,7025
Ast,recomendado (cm ²)	25,54
Md,min (kN*m)	3568,54
As,min (cm ²)	40,18
Armadura efetiva	20 Φ 16 mm
As,ef (cm ²)	40,21

Armadura de Costura de Mesa					
Verificação Inicial					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
Φt,2R (mm)	8	8	8	8	8
Ast (cm ²)	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
s (cm)	23	23	23	23	23
ρ	0,04%	0,04%	0,04%	0,04%	0,04%
Fmd (kN)	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71
τ.d (kPa)	569,20	569,20	569,20	569,20	569,20
τ.u (kPa)	526,32	526,32	526,32	526,32	526,32
Verificação Final					
Trecho	S0-S1	S1-S2	S2-S3	S3-S4	S4-S5
Φti,2R (mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
Φtad,4R (mm)	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
Ast (cm ²)	7,36	7,36	7,36	7,36	7,36
s (cm)	23	23	23	23	23
ρ	0,27%	0,27%	0,27%	0,27%	0,27%
Fmd (kN)	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71	13660,71
τ.d (kPa)	569,20	569,20	569,20	569,20	569,20
τ.u (kPa)	576,11	576,11	576,11	576,11	576,11

Item	Preço (R\$)	Preço (U\$)
m ³ de concreto CA-20	351,20	93,65
m ³ de concreto CA-25	364,03	97,07
m ³ de concreto CA-30	374,71	99,92
m ³ de concreto CA-35	386,46	103,06
kg de aço ASTM A36	4,08	1,09
kg de aço ASTM A572 Gr.50	4,54	1,21
kg de aço de armadura	6,22	1,66

Variável	Limites	Incrementos
b2	[2, 4] m	0.25 m
Concreto	[CA-20, CA-35]	5 MPa
Aço	[A36, A572 Gr. 50]	-
h	[15, 25] cm	1 cm
Armadura longitudinal positiva	[0.1, 20] cm ²	-
Armadura transversal positiva	[0.1, 20] cm ²	-
Armadura longitudinal negativa	[0.1, 20] cm ²	-
# de vigas longarina	[4, 6]	1
bs	[30, 100] cm	1 cm
hv	[100, 200] cm	1 cm
bu	[30, 100] cm	1 cm
d _{stud}	[1.9, 2.5] cm	0.3 cm
h _{stud}	[1, 15] cm	1 cm
bsa	[10, 50] cm	1 cm
bst	[10, 100] cm	1 cm
do	[10, 300] cm	1 cm
d ₁	[10, 300] cm	1 cm
bsl	[10, 100] cm	1 cm
ndiaf	[1, 30]	1

Item	Pinho e Bellei (2007)	L.R. (SGA)	M.E.F. (SGA)
b1	1.25 m	1.25 m	1.25 m
b2	3.50 m	3.50 m	3.50 m
Concreto	CA-25	CA-35	CA-35
Aço	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
h	23 cm	18 cm	20 cm
Armadura longitudinal positiva	8.00 cm ²	9.75 cm ²	8.51 cm ²
Armadura transversal positiva	5.00 cm ²	4.51 cm ²	4.02 cm ²
Armadura longitudinal negativa	13.00 cm ²	17.27 cm ²	15.41 cm ²
# de vigas longarina	4	4	4
bs	50 cm	41 cm	48 cm
ts	2.54 cm	2.22 cm	2.22 cm
hv	193 cm	200 cm	199 cm
tw	0.95 cm	1.60 cm	1.60 cm
bu	67 cm	47 cm	47 cm
tu	5.08 cm	6.35 cm	5.08 cm
Studs	2.2 x 15 cm	2.2 x 10 cm	2.2 x 10 cm
Enrijecedor de apoio	20 x 2.22 cm	11 x 2.22 cm	14 x 2.22 cm
Enrijecedor transversal	17 x 1.27 cm	12 x 1.27 cm	13 x 0.95 cm
Enrijecedor longitudinal	17 x 1.27 cm	Nenhum	Nenhum
Diafragma	127 x 127 x 9.52 cm	128 x 127 x 6.35 cm	129 x 127 x 7.94 cm
Custo	U\$ 128,700.35	U\$ 128,553.19	U\$ 124,285.64
Comparação em %	-	-0.11 %	-3.55 %

Item	Pinho e Bellei (2007)	FM (SGA)	M.E.F. (SGA)
b1	1.25 m	1.25 m	1.25 m
b2	3.50 m	3.50 m	3.50 m
Concreto	CA-25	CA-35	CA-35
Aço	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
h	23 cm	18 cm	20 cm
Armadura longitudinal positiva	8.00 cm ²	9.70 cm ²	9.21 cm ²
Armadura transversal positiva	5.00 cm ²	4.50 cm ²	4.02 cm ²
Armadura longitudinal negativa	13.00 cm ²	17.30 cm ²	17.05 cm ²
# de vigas longarina	4	4	4
bs	50 cm	44 cm	42 cm
ts	2.54 cm	2.22 cm	2.22 cm
hv	193 cm	198 cm	196 cm
tw	0.95 cm	1.27 cm	1.27 cm
bu	67 cm	37 cm	34 cm
tu	5.08 cm	7.62 cm	7.62 cm
Studs	2.2 x 15 cm	2.2 x 13 cm	2.2 x 13 cm
Enrijecedor de apoio	20 x 2.22 cm	11 x 2.54 cm	13 x 2.22 cm
Enrijecedor transversal	17 x 1.27 cm	12 x 0.95 cm	12 x 0.95 cm
Enrijecedor longitudinal	17 x 1.27 cm	15 x 1.27 cm	15 x 1.27 cm
Diafragma	127 x 127 x 9.52 cm	128 x 127 x 6.35 cm	128 x 127 x 6.35 cm
Custo	U\$ 128,700.35	U\$ 119,796.43	U\$ 117,884.93
Comparação em %	-	-7.43 %	-9.17 %

<i>Cálculo de Custos materiais</i>	Volume (m ³)	Massa (kg)	Qtd.	Custo / un	Custo
Concreto Longarina C40	182,4	-	-	R\$ 413,66	R\$ 75.451,58
Concreto Laje C40	117	-	-	R\$ 413,66	R\$ 48.398,22
Aço Armadura de Protensão	1,3728	10707,84	-	R\$ 6,32	R\$ 67.673,55
Aço Arm. Pele Longarina	0,12864	1003,392	-	R\$ 4,54	R\$ 4.555,40
Aço Arm. Passiva Longarina	0,64336	5018,208	-	R\$ 4,54	R\$ 22.782,66
Aço Arm. Passiva Laje	0,0473	368,94	-	R\$ 4,54	R\$ 1.674,99
Studs	0,4594	3583,32	-	R\$ 4,54	R\$ 16.268,27
Estribos Φ 12,5	-	-	4174	R\$ 14,62	R\$ 61.023,88
Massa Específica Aço CA-50 (kg/m ³)	7800				
Total	-	-	-	-	R\$ 297.828,56

<i>Cálculo de Custos materiais</i>	Volume (m ³)	Massa (kg)	Custo / un	Custo
Concreto Longarina C40 (m ³)	182,4	-	R\$ 413,66	R\$ 75.451,58
Aço Armadura de Protensão (m ³)	1,3728	10707,84	R\$ 6,32	R\$ 67.673,55
Aço Arm. Pele Longarina (m ³)	0,12864	1003,392	R\$ 4,54	R\$ 4.555,40
Aço Arm. Passiva Longarina (m ³)	0,64336	5018,208	R\$ 4,54	R\$ 22.782,66
Estribos Φ 12,5	4174	-	R\$ 14,62	R\$ 61.023,88
Total				R\$ 231.487,08

Custo Pinho e Bellei total	R\$ 482.626,31
Custo Longarina Pinho e Bellei (com acessórios)	R\$ 436.778,81
Custo Longarina Pinho e Bellei (sem acessórios)	R\$ 357.157,20

Custo Otimizada LR total	R\$ 466.071,15
Custo Longarina Otimizada LR (com acessórios)	R\$ 443.306,25
Custo Longarina Otimizada LR (sem acessórios)	R\$ 404.560,01
Custo Otimizada Fauchart total	R\$ 442.068,49