ProEdge
ENGENHARIA

MEMORIAL DESCRITIVO DA CONSTRUÇÃO DE PONTE EM CONCRETO ARMADO PRÉ-MOLDADO

MEMORIAL DESCRITIVO & ESPECIFICAÇÕES DE SERVIÇOS E MATERIAIS

CARACTERÍSTICAS

PROPRIETÁRIA: Prefeitura Municipal de São José das Missões – RS

OBRA: Ponte em concreto armado pré-moldado.

PROJETO: Ponte com estrutura em concreto armado e pré-moldado com 6,00x40,00x7,00m comprimento.

LOCAL: São José das Missões – RS

ProEdge
ENGENHARIA

CARACTERÍSTICAS CONCEPTIVAS DA NOVA PONTE

As cabeceiras serão em cortinas e pilares de concreto armado e, além de conter o aterro, servem de apoio para a superestrutura.

A obra foi executada com a utilização de vigas pré-moldadas.

Classe 45

A laje do tabuleiro funciona incorporado à viga como mesa de compressão. Os apoios são cortinas e de concreto armado "in loco". As fundações são rasas do tipo Sapata Corrida engastada em rocha.

O projeto executivo será de responsabilidade da empresa empreiteira da obra, que deverá levar em conta as normas abaixo descritas.

Normas ABNT

NBR-6118 – Projeto e Execução de Concreto Armado;

NBR-7187 – Projeto e Execução de Pontes de Concreto Armado e Protendido;

NBR-7188 - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;

NBR-7480 - Barras e fios de aço destinados à armadura para concreto armado

NBR – 9062– Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado;

NBR – 10839– Execução de Obras de Arte Especiais em Concreto Armado e Protendido.

O projeto executivo deverá ser apresentado juntamente com a ART de projeto especifico e de execução ao Eng. Responsável pela Prefeitura, antes do início das obras.

ProEdge
ENGENHARIA

1. SERVIÇOS PRELIMINARES

1.1Serviços Técnicos

1.1.1 Engenheiro responsável

Caberá a empresa ganhadora entregar no departamento de engenharia do município o projeto executivo da obra para ser aprovado pelo fiscal responsável, neste projeto deve estar descrito todas as etapas da obra com seus respectivos detalhamentos. O engenheiro da empresa deverá acompanhar todas as etapas da execução da obra.

1.2 Serviços Iniciais

1.2.1 Barracão de obra ou container para alojamento/escritório ou ainda aluguel de casa no local

1.2.2 Barracão de obra ou container para depósito ou aluguel no local.

A construção dos barracões será de inteira responsabilidade do executante, poderá ser executado em obra através barrotes, esteios e fechados por taboas ou chapas de madeira cobertos com telhas de fibrocimento ou metálicas e com piso cimentado, ou através da instalação de contêineres que possuam as mesmas características ou melhores que as exigidas por norma.

1.2.3 Entrada provisória de energia e ou grupo gerador

As instalações provisórias de energia elétrica deverão ser dimensionadas para atenderem todas as necessidades dos equipamentos que serão utilizados no andamento das obras e funcionamento do canteiro e são de responsabilidade da contratada.

A instalação provisória de energia elétrica deverá atender, na íntegra, as normas da concessionária de energia elétrica local bem como a NR-18.

Caso não houver energia nos locais, deverá ser usado um grupo gerador

2.0 Infra-estrutura

2.1 Escavação, carga e transporte de material (DMT 800 a 1000 metros)

Devera ser retirado todo o solo que encontra-se sobre a rocha, este material devera ser retirado com o auxilio de uma escavadeira hidráulica, retroescavadeira, pá-carregadeira juntamente com um caminhão com caçamba basculante e demais instrumentos necessários para carregar e transportar o material.

Também deverão ser executadas ensecadeiras em terra para deslocar o leito do rio, possibilitando assim a circulação das máquinas para fazer as escavações nos locais onde serão executadas as fundações.

2.2) Escavação submersa

Dentro do leito do rio serão executadas escavações (por conta da prefeitura) para posterior colocação das ensecadeiras de madeira ou similar.

2.3) Escavação Manual

A contratada após o termino do processo da escavação mecanizada deverá proceder a escavação manual para retirar o restante do material que a escavação mecanizada não conseguiu.

2.4) Ensecadeiras de concreto

As ensecadeiras deverão ter suas dimensões apropriadas para proporcionar segurança e estanqueidade. Os materiais empregados serão de 1ª categoria.

2.5) Esgotamento com moto-bomba

A contratada deverá providenciar o esgotamento das águas que ficarem retidas dentro do perímetro das ensecadeiras com moto-bomba.
Este serviço propiciará a escavação manual e a perfuração da rocha.

2.6) Sapatas corridas

A contratada deverá executar a concretagem das sapatas corridas quando as ferragens e as formas estiverem corretamente prontas. Deve-se garantir que não haja água no momento da concretagem para não haver perda de resistência do concreto.
Para a concretagem das sapatas será utilizado concreto com Fck mínimo de 25 Mpa.
Deverá ser previsto engaste da fundação em rocha, executado com pinos de CA50 com diâmetro e comprimento coerente com a carga da estrutura, descrito no projeto executivo.

3.0 Meso-estrutura

3.1 Cortinas de Contenção, pilares e vigas travessas

A contratada deverá executar a concretagem das cortinas de contenção, pilares e vigas travessas quando as ferragens e as formas estiverem corretamente prontas e travadas.

Para a concretagem desses elementos deverá será utilizado concreto com Fck mínimo de 25 Mpa.

A contratada deverá executar fôrmas de madeira e ou chapas resinadas determinando assim a correta forma das cortinas, forma esta estipulada pelo projeto.
As fôrmas deverão ser de tábuas e ou chapas resinadas de boa qualidade devidamente travadas para que após o lançamento do concreto não ocorra deformação em sua forma.
Após o processo de cura do concreto as fôrmas deverão ser retiradas.

4.0 Superestrutura

4.1 Longarinas de concreto armado pré-moldado protendido.

As vigas pré-fabricadas deverão ser produzidas em fábrica, com controle de qualidade e de acordo com o dimensionamento que será apresentado no projeto executivo pela empresa executora. Serão transportados até a obra onde será feita a montagem com guindaste ou equipamento compatível.

4.2 Placas treliçadas.

As placas treliçadas serão produzidas em fábrica, com espessura igual a 4cm e posteriormente transportadas até a obra, onde serão montadas como "pré-lajes", após isso serão posicionadas formas em madeira em todo o perímetro do tabuleiro e feitos os devidos travamentos para que seja feita a concretagem in loco dos 18cm restantes.

4.3 Laje de capeamento em concreto armado.

Após a colocação das ferragens negativas sobre as longarinas, as mesmas deverão ser concretadas. Para a concretagem da laje de capeamento será utilizado concreto com Fck mínimo de 30 Mpa.

4.4 Vigas transversinas de concreto armado

A contratada deverá executar a concretagem das vigas transversinas quando as longarinas já estiverem instaladas e as ferragem e as formas estiverem corretamente prontas e travadas

Para a concretagem das vigas transversinas será utilizado concreto com Fck mínimo de 30 Mpa.

4.5 Guarda-rodas em concreto armado

A contratada deverá executar a concretagem dos guarda rodas quando a laje já estiver concretada e as ferragens e as formas estiverem corretamente prontas e travadas

Para a concretagem dos guarda rodas será utilizado concreto com Fck mínimo de 25 Mpa.

São José das Missões, Julho de 2025.

gov.br Documento assinado digitalmente
BRAYAN MARTINS DE LIMA
Data: 15/07/2025 09:41:28-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

Brayan Martins de Lima
CREA-RS 247907

TOPOGRAFIA FAVARETTO
Soluções em Geociências e Recursos Hídricos
CNPJ: 53.441.906/0001-08
RUA SANTO CLIVATTI, 186. ARATIBA - RS. CEP: 99770-000
topografiafavaretto@gmail.com
(55) 981 121 890

ProEdge
ENGENHARIA

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO
ESTUDOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

VOLUME ÚNICO

PONTE LAJEADO TAIPA

Município de São José das Missões/RS e Novo Barreiro/RS

Palmeira das Missões /RS

Outubro/2025

SUMÁRIO

Sumário

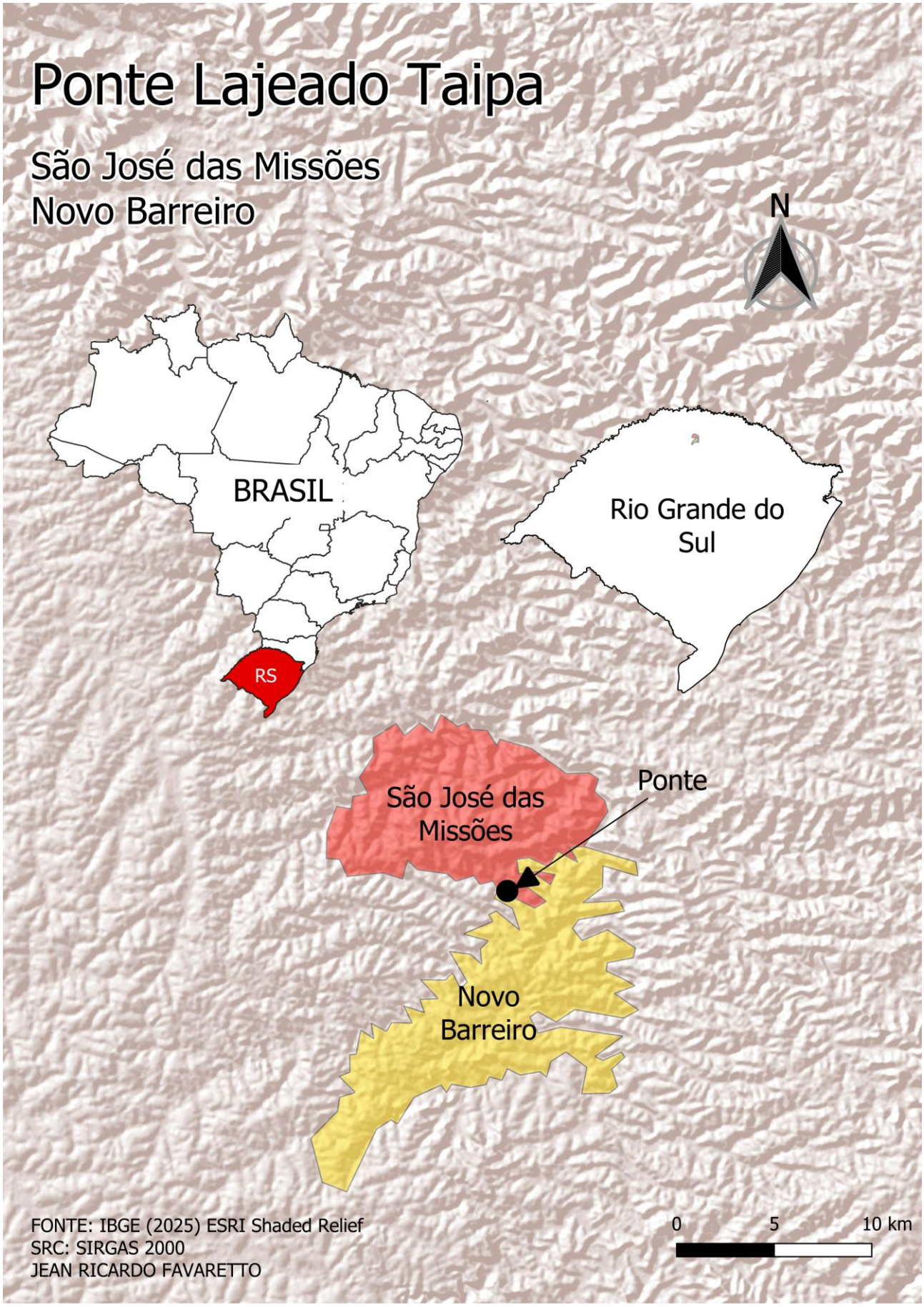
1. MAPA DE SITUAÇÃO 5
2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 8
2.1. INTRODUÇÃO 8
2.2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO 8
2.2.1. Metodologia 8
2.2.2. Marcos de Referência 10
3. ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO 12
3.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES 12
3.2. PREMISSAS E LIMITAÇÕES 12
3.3. OBJETIVOS 13
3.3.1. Objetivo Geral 13
3.3.2. Objetivos Específicos 13
4. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO 14
3.3.3. 4.1 Localização 14
3.3.4. Morfologia 14
3.3.5. Clima 15
3.3.6. Informações Hidrometeorológicas 16
5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS E RESULTADOS 18
5.1 ESTIMATIVA DAS INTENSIDADES DE PRECIPITAÇÃO 18
5.2 DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PROJETOS 24
6. ENCERAMENTO 30

1. MAPA DE SITUAÇÃO

1. MAPA DE SITUAÇÃO

TOPOGRAFIA FAVARETTO
Soluções em Geociências e Recursos Hídricos
CNPJ: 53.441.906/0001-08
RUA SANTO CLIVATTI, 186. ARATIBA - RS. CEP: 99770-000
topografiafavaretto@gmail.com
(55) 981 121 890

ProEdge ENGENHARIA



3. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

2.1. INTRODUÇÃO

Os trabalhos dos Estudos Topográficos foram baseados no Termo de Referência do Edital, na norma NBR 13.133/2021 — Execução de levantamentos topográficos.

2.2. LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

O levantamento topográfico foi realizado no local de implantação da ponte considerando uma faixa lateral de 30 metros do eixo do Lajeado Taipa, buscando obter os principais elementos do canal, bem os pontos necessários para a caracterização topográfica do trecho.

Para realização do levantamento foram feitas:

- Instalação de marco de referência;
- Levantamento longitudinal do eixo do canal;
- Levantamento de seções transversais;

2.2.1. Metodologia

2.2.1.1. Equipamento e Materiais

Para a aquisição dos dados topográficos a equipe composta de 2 topógrafos e 2 ajudantes, equipada com:

- Veículo;
- Estação Total: TOPCON Cygnus, modelo 2LS, precisão angular de 2", linear de 3 mm + 2ppm, memória interna para 5000 pontos, alcance de 3500m com 1 prisma;
- Receptores GNSS: HI-TARGET vRTK Precisão do levantamento de inclinação, 8mm+0.7mm/°tilt. Canais: 1408. Rastreio de satélites BDS/QZSS/IRNSS/SBAS. Precisão da implantação da imagem: 2cm. Precisão do levantamento de imagens: 2cm ~ 4cm.

- Rádio transmisor: HI-TARGET 25W, alcance até 20 km.
- Prisma TOPCON: offset - 30 mm, dimensões 200x200x70 mm;
- Bastões telescópicos de 2,60 m, 3,60 m e 8 m de altura, todos com bolha esférica para prumada.
- Fita métrica: Fibreglass 50 metros;
- Rádio de comunicação:1 par de rádios Baofeng para comunicação.

Para etapa de aquisição foram necessárias a utilização de piquetes e estacas de madeira. Além de ferramentas como marreta, facão e materiais como pregos e tintas.

2.2.1.2. Procedimentos

O trabalho foi desenvolvido em duas frentes de trabalho: levantamento de campo e sala técnica. No levantamento campo as informações foram adquiridas de duas formas, por meio da topografia tradicional e/ou por levantamento GNSS. Já na sala técnica, ateve-se basicamente ao processamento dos dados e grafismo das informações levantadas.

a) Topografia tradicional

As informações adquiridas por meio da topografia tradicional seguiram, além da instrução de serviço supracitada, as premissas da NBR 13.133/2021 no que se refere aos levantamentos Planialtimétrico Cadastrais.

b) Levantamento GNSS

A coleta de informações realizada por rastreio de observações GNSS tiveram como base a Instrução Normativa Nº 55/DNIT SEDE, de 09 de setembro de 2021, publicada na 172ª Edição, do BOLETIN ADMINSTRATIVO, em 10 de setembro de 2021.

c) Processamento dos dados

As informações levantadas em campo foram agrupadas em uma base de dados que contou geódesicas e topograficas. Para tal, aquelas que foram coletadas por meio da topografia tradicional foram convertidas para geodésicas, e vice-versa. Este processo foi realizado com apoio *software* TransgeoLocal (Dal Forno *et al*, 2009), que tem como base a NBR 14.166/1998.

d) Grafismo das informações

O grafismo das informações foi realizado com o emprego de dois *softwares:* AutoCAD 2023 e QGIS 3.40. Por meio do AutoCAD foram traçadas/vetorizadas todas as informações levantadas. Já o QGIS foi utilizado para modelagem das informações, e gerar os modelos numérico de terreno (MDT), que por sua vez define o traçado das curvas de nível e principalmente o melhor modelo conforme amostra disponível. Este modelo é do tipo TIN, ou seja, os interpeladores (função do plano gerado) só agem dentro da região do triângulo.

Após os traçados e modelagem foram geradas as plantas topográficas na escala 1:250 e 1:500. Os resultados desses processos metodológicos podem ser observados nas Pranchas 1 e 2.

2.2.2. Marcos de Referência

Na margem direita, considerando o sentido montante à jusante, instalou um marco de referência para dar apoio ao levantamento de campo das informações topográficas. As coordenadas ajustadas junto ao sistema de posicionamento de ponto preciso do IBGE, são apresentadas na Tabela *1*. Destaca-se que todas as informações levantadas e produzidas neste trabalho foram georreferenciadas ao DATUM SIRGAS 2000, projetadas ao fuso 22S da projeção UTM.

Tabela 1 – Coordenadas do Marco de Referência de Nível

Nome	N (m)	E(m)	H(m)*	σN	σE	σZ
M1-RN	6919060,523	292241,472	363,05	0,003	0,014	0,016

*H(m) altitude ortométrica.

4. ESTUDOS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3. ESTUDO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Nesta fase de projeto, em que se requer a aprovação e os devidos trâmites legais para a concepção e construção de uma ponte em corpos hídricos, o presente estudo visa expor as condições fundamentais para o desenvolvimento do projeto, com enfoque nos aspectos hidrológicos e ambientais relacionados às intervenções. O objetivo principal deste estudo será a estimativa dos parâmetros hidrológicos locais, especialmente a vazão máxima de referência, e a definição de volumes que passarão no leito do canal.

A elaboração do projeto e a execução da obra estarão em conformidade com a legislação ambiental vigente, em especial com as diretrizes estabelecidas pela Fundação Estadual de Proteção Ambiental Henrique Luiz Roessler (FEPAM) e as normativas do Conselho Estadual de Meio Ambiente (CONSEMA). A Resolução CONSEMA nº 355/2017 (RIO GRANDE DO SUL, 2018) estabelece as exigências para o planejamento e análise de projetos hidrológicos, considerando a determinação de vazões de referência e o manejo adequado dos recursos hídricos.

3.2. PREMISSAS E LIMITAÇÕES

O presente estudo hidrológico está pautado nas seguintes premissas e limitações:

- As informações citadas e utilizadas na elaboração deste estudo são consideradas válidas e de “boa fé”, não sendo o responsável técnico responsável por sua veracidade e sua exatidão.
- Os valores de referências produzidos limitam-se as magnitudes dos eventos já monitorados e mensurados, uma vez que as estimativas são feitas em determinados níveis de confiança, estando estes sujeitos as mudanças e variações naturais que podem ocorrer ao longo do tempo no ambiente.

Sendo assim, o responsável técnico Engenheiro Civil Jean Ricardo Favaretto, reserva a si o direito de rever as conclusões deste trabalho caso seja identificada qualquer característica dessa, ou qualquer outra natureza, que possa afetar os valores estimados neste estudo.

3.3. OBJETIVOS

3.3.1. Objetivo Geral

Estimar os valores pluviométricos e fluviométricos de referência para o dimensionamento da Ponte Lajeado Taipa.

3.3.2. Objetivos Específicos

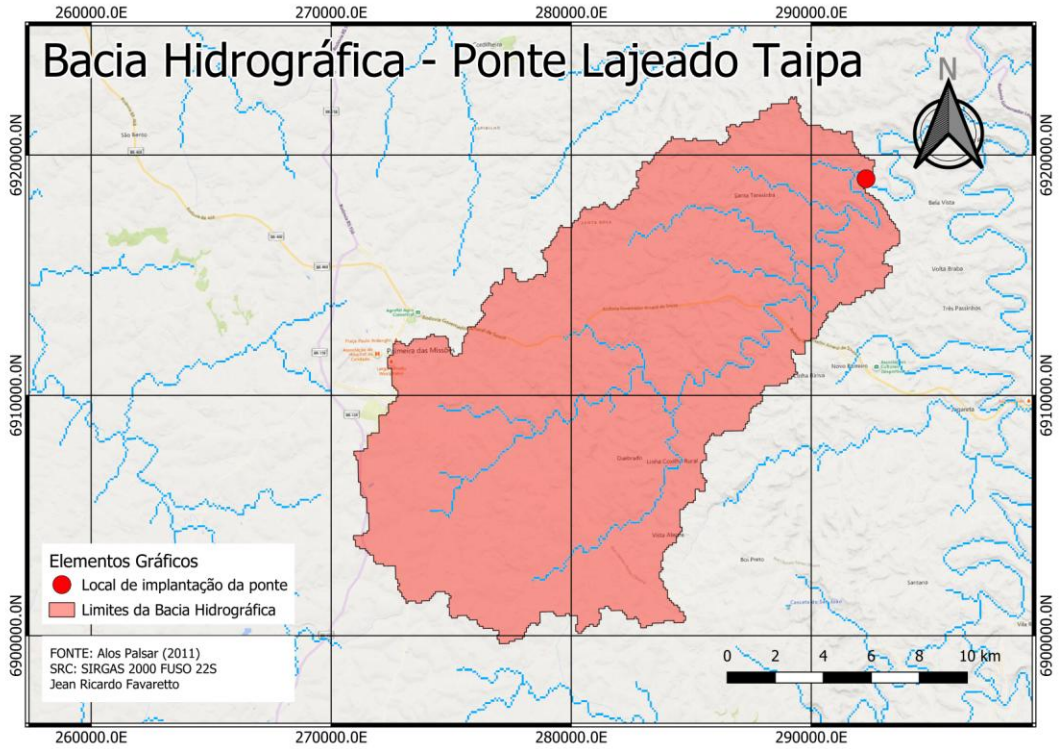
- Levantar as informações hidrológicas pertinentes para a região da bacia hidrográfica.
- Determinar a máxima vazão.
- Determinar a cota de alague na localização da ponte.

4. CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL DE ESTUDO

3.3.3. 4.1 Localização

A região do presente estudo, apresentada na Figura 1, contém áreas de quatro municípios: Chapada, Novo Barreiro, São José das Missões, e Palmeira das Missões, aproximadamente, tangenciada pelas coordenadas, 270.913,0 m Este e 6.902.484,0 m Norte e 293.276,0 Este e 6.922.804,0 m Norte, do canto inferior esquerdo para o superior direito.

Figura 1 - Local de estudos



3.3.4. Morfologia

Relevo: O relevo da Bacia do Lajeado Taipa é classificado como Planalto Dissecado, inserido na unidade maior do Planalto Meridional (SEMA, 2017). Esta classificação indica que a paisagem não é plana, mas sim o resultado de intensa e prolongada erosão fluvial

sobre o platô original, criando um terreno acidentado, com topografia que varia de ondulada a forte ondulada (ZAMBOT, 2019).

A morfologia é marcada por uma sucessão de colinas e morrotes separados por vales profundos e encaixados, muitas vezes em forma de "V". A característica mais notável são as vertentes (encostas) de declividade acentuada, que conectam os topos mais planos às margens do rio (BERTOLINI; DEODORO; ZAMBOT, 2021), influenciando diretamente a velocidade do escoamento da água.

Drenagem: A rede de drenagem do local tem como padrão predominante é o dendrítico, que se assemelha aos galhos de uma árvore. Esse padrão se forma porque o substrato rochoso (basalto) é homogêneo, permitindo que os rios erodam em todas as direções sem uma resistência estrutural específica (ZAMBOT, 2019).

O próprio nome "Lajeado" descreve a principal característica do canal fluvial: o leito do rio é frequentemente composto por afloramentos de lajes de rocha (basalto). Isso ocorre porque a erosão removeu a camada de solo, expondo a rocha-mãe (BORBA et al., 2022). O relevo acidentado promove um escoamento rápido, tornando a bacia bem drenada.

Geomorfologia: A bacia está inteiramente assentada sobre a Formação Serra Geral, composta por derrames de rochas vulcânicas (basalto) da Era Mesozoica (BORBA et al., 2022). Esta base rochosa dura e resistente, parte da Província Geomorfológica do Planalto Meridional (SEMA, 2017), é o fator fundamental que define as formas do terreno.

Suscetibilidade à Erosão: A suscetibilidade à erosão hídrica na bacia do Lajeado Taipa é classificada como Alta a Muito Alta. Esta vulnerabilidade é uma consequência direta da interação entre o relevo, o solo e o clima local.

Especificamente da nascente até o ponto de implantação da ponte o Lajeado Taipa tem cerca de extensão 37 km, com área projetada de aproximadamente 272,0 km² ou 27.210,0 ha, sendo que há um desnível de 251 metros do pico (609 m) até o ponto de confluência com o local (358 m), sendo seu formato alongado. Estas informações foram estimadas com base no modelo digital de elevação (MDE) ALOS – PALSAR, que possuem resolução espacial de 12 metros.

3.3.5. Clima

De acordo com o sistema de classificação universal conhecido como Koeppen Geiger, o Rio Grande do Sul se enquadra na zona fundamental de Clima Temperado

Moderado Chuvoso (C). Além desta classificação, se aplica ao RS o tipo fundamental “Cf” (clima temperado úmido), a partir do qual se subdivide em duas variedades específicas “Cfa” e “Cfb” (MORENO, 1961).

As variedades “Cfa” e “Cfb” possuem como característica comum apresentar chuvas regulares durante todos os meses do ano, porém diferem em relação as temperaturas médias dos meses mais quentes. A bacia do Lajeado Taipa classifica-se como Cfa, por apresentar a temperatura do mês mais quente, em janeiro, superior aos 22ºC. Em relação ao mês mais frio, este ocorre em julho e possui variação entre 3 e 18 °C.

As diferenças encontradas nas temperaturas do RS podem estar relacionadas aos efeitos dos fenômenos da maritimidade e da continentalidade. Estes efeitos interferem também nos volumes de chuvas precipitados, com as regiões costeiras tendo maiores índices de umidade, e com o volume precipitado maior no decorrer do ano, enquanto nas regiões mais afastadas do litoral acontece o oposto (GRIMM, 2009).

A lâmina precipitada no Estado pode variar de 1.400 a 2.500 mm em um mesmo ano. Os maiores índices precipitados ocorrem nas regiões serranas, como é o caso de São Francisco de Paula, em que a precipitação média anual é de 2.400 mm. Na bacia do Rio da Várzea a média anual dos índices pluviométricos aproximam-se 1.900 mm (BRITO; BARLETA; MENDONÇA, 2006). Maiores informações sobre as variações nos volumes de precipitação no local do presente estudo podem ser encontradas nos trabalhos de Matzenauer, Randin e Almeida (2011) e de Rossato (2011).

Na bacia em questão a precipitação média anual é elevada, oscilando entre 1.800 mm e 2.100 mm, com distribuição relativamente homogênea ao longo dos meses (SEMA, 2018). Contudo, a característica climática determinante para a geomorfologia da bacia é a **ocorrência de eventos de precipitação de alta intensidade**. Estas chuvas torrenciais, frequentemente associadas a sistemas convectivos no verão e à passagem de sistemas frontais (frentes frias) na primavera, geram picos de escoamento superficial. É a energia deste escoamento que, ao atuar sobre o relevo acidentado (ZAMBOT, 2019) e os solos vulneráveis (BORBA et al., 2022), maximiza a alta suscetibilidade à erosão da bacia.

3.3.6. Informações Hidrometeorológicas

O monitoramento hidrometeorológico na bacia do Lajeado Taipa é efetuado por diversas instituições e agências, das quais cabe destacar o Instituto Nacional de

Meteorologia (INMET) e, a ANA. O produto deste monitoramento, na maioria das vezes, é disponibilizado por meio de portais na internet de livre acesso, como o Sistema de Informações Hidrológicas HidroWeb (ANA, 2025) e o Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa – BDMEP (BRASIL, 2025).

Neste estudo hidrológico foram utilizados os últimos 40 anos completos dos dados da estação de monitoramento de LINHA CESCON. A estação pluviométrica 2753004 (ANA) é operada pelo SGB-CPRM, e está a cerca de 8 km do exutório. Se pese que, a estação possuí mais 65 anos de dados contínuos desde 01/01/1959 até 25/05/2025, estando situada em uma sub-bacia adjacente a do Lajeado Taipa, que tem características fisiográficas semelhantes e proporcionais, estando contidas na mesma região homogênea de comportamento hidrológico (FAVARETTO, 2016).

5. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS E RESULTADOS

5.1 ESTIMATIVA DAS INTENSIDADES DE PRECIPITAÇÃO

A determinação das precipitações intensas para o dimensionamento de obras hidráulicas é realizada com o emprego das chamadas “IDF”, curvas e equações que expressão a relação entre Intensidade – Duração – Frequências das precipitações. O presente estudo contou com o apoio programa computacional *Genetic Algorithm Methodology for IDF (GAM-IDF),* desenvolvido por profissionais e pesquisadores da Universidade Federal de Pelotas (UFPEL). A verificação detalhadas das pesquisas realizadas pode ser encontradas nos trabalhos de Vargas, Moura, e de Caldeira (2019) e da Cunha *et al* (2019).

O programa foi acesso por meio do endereço https://gphidro.shinyapps.io/. Cuja documentação também informa os seguintes itens: modelagem probabilística, tempo de retorno, desagregação da precipitação máxima diária anual associada a cada TR, ajuste dos parâmetros da equação IDF e chuva de projeto.

a) Modelagem Probabilística

Para modelagem probabilística, ou análise local de frequências, considerou-se como candidatas ao ajuste as funções de probabilidade das distribuições Exponencial (EXP), Gama (GAM), Generalizada dos Valores Extremos (GEV), Generalizada Logística (GLO), Generalizada de Pareto (GPA), Generalizada Normal (GNO), Gumbel (GUM), Kappa(KAP), Lognormal de três parâmetros (LN3), Normal (NOR), Pearson do Tipo III (PE3), Wakeby (WAK) e Weibul (WEI), cujas funções de densidade probabilidade pode ser verificadas na Tabela *3*.

Para verificar ajuste das distribuições empregou-se o teste de aderência Anderson Darling o qual, considera as seguintes hipóteses:

$$\begin{cases} H_0: Os\ dados\ seguem\ a\ distribuição\ de\ probabilidade \\ H_1: Os\ dados\ não\ seguem\ a\ distribuição\ de\ probabilidade \end{cases}.$$

Sua interpretação pode ser feita a partir da magnitude de *p-valor,* em que rejeita-se H_0 a um nível de significância $\alpha = 5\%$, quando *p-valor* < α. Nos casos do ajuste de várias distribuições, elegeu-se como a de melhor ajuste a distribuição probabilidade que resultou no maior *p-valor.*

b) Tempo de Retorno

Na sequência foram determinados para cada estação os quantis associados aos tempos de retorno de 2, 5, 10, 15, 20, 25, 50, e 100 anos.

c) Desagregação da Precipitação Máxima Diária Anual Associada a cada TR

Nesta etapa, o método da relação das durações é utilizado para estimar a precipitação com durações sub-diárias. O default compreende as constantes de desagregação da CETESB (1986). As alturas pluviométricas desagregadas, associadas a diferentes TRs e durações, são convertidas em intensidade de chuva ($mm \cdot h^{-1}$).

Tabela 2 – Constantes de desagregação- GAM-IDF.

Relações de durações	h24/hdia	h6/h24	h1/h24	h30'/h1	h20'/h30'	h15'/h30'	h10'/h30'	h5'/h30'
Constantes	1.14	0.72	0.42	0.74	0.81	0.70	0.54	0.34

Fonte: GPHidro (2025)

Tabela 3 – Funções de densidade de probabilidade (FDPs) disponíveis para modelagem probabilística na GAM-IDF.

Distribuição	Cód	Parâmetros	F(x)
Exponencial	EXP	ξ α	$F = 1 - e^{\frac{-(x-\xi)}{\alpha}}$
Gamma	GAM	α β	$F = G\left(\frac{x}{\beta}, \alpha\right)$
Generalizada de Valores Extremos	GEV	ξ α k	$F = e^{\left[-\left\{\frac{1-k(x-\xi)}{\alpha}\right\}^{\frac{1}{k}}\right]}$
Logística Generalizada	GLO	ξ α k	$F = \frac{1}{\left[1 + \left\{\frac{1-k(x-\xi)}{\alpha}\right\}^{\frac{1}{k}}\right]}$
Normal Generalizada	GNO	ξ α k	$F = \phi\left[-k^{-1}\log\left\{1 - \frac{k(x-\xi)}{\alpha}\right\}\right]$
Generalizada de Pareto	GPA	ξ α k	$F = 1 - \left\{1 - \frac{k(x-\xi)}{\alpha}\right\}^{\frac{1}{k}}$
Gumbel	GUM	ξ α	$F = e^{\left[-e^{\left\{\frac{-(x-\xi)}{\alpha}\right\}}\right]}$
Kappa	KAP	ξ α k h	$F = \left[1 - h\left\{1 - \frac{k(x-\xi)}{\alpha}\right\}^{\frac{1}{k}}\right]^{\frac{1}{h}}$
Pearson tipo III	PT3	μ σ γ	$F = G\left(\left(x - \mu + \frac{2\sigma}{\gamma}\right)\left\lvert\frac{1}{2}\sigma\gamma\right\rvert, \frac{4}{\gamma^2}\right), \gamma > 0$ $F = 1 - G\left(-\left(x - \mu + \frac{2\sigma}{\gamma}\right)\left\lvert\frac{1}{2}\sigma\gamma\right\rvert, \frac{4}{\gamma^2}\right), \gamma < 0$
Wakeby	WAK	ξ α β γ δ	Não definido explicitamente
Log-Normal 3 parâmetros	LN3	ξ μ σ	$F = \phi\left(\frac{\{\log(x-\xi) - \mu\}}{\sigma}\right)$
Weibull	WEI	ζ β δ	$F = 1 - e^{\left[-\left\{\frac{(x-\zeta)}{\beta}\right\}^{\beta}\right]}$

(HOSKING, 1989)

d) Ajuste dos Parâmetros da Equação IDF

Realizados todos os processamentos, a ferramenta irá ajustar os parâmetros *a, b, c* e *d* do modelo matemático:

$$I = \frac{aTR^b}{(c+t)^d}$$

que faz a relação entre a intensidade da chuva ($mm \cdot h^{-1}$), sua duração (horas) e o tempo de retorno (anos).

Para ajuste desses parâmetros, é utilizado o algoritmo genético *Shuffled Complex Evolution – University of Arizona* (SCE-UA) (DUAN; SOROOSHIAN; GUPTA, 1992)tendo como função objetivo o coeficiente de Nash e Sutcliffe (1970) (NS). O NS varia de -∞ a 1, e quanto mais próximo de 1, melhor o ajuste.

Para estimação da equação IDF para estação 2753004 consideraram-se as precipitações diárias máximas anuais (**Pdmax)** do período de 1985 a 2024. Estes valores podem ser examinados na Tabela *4*.

Tabela 4 – Precipitações diárias máximas anuais estação 2753004.

Ano	Padmax	Ano	Padmax
1985	143.0	**2005**	94.1
1986	106.0	**2006**	118.8
1987	98.1	**2007**	85.0
1988	115.1	**2008**	74.8
1989	132.8	**2009**	79.6
1990	176.0	**2010**	122.8
1991	105.3	**2011**	108.6
1992	63.7	**2012**	98.0
1993	92.4	**2013**	76.0
1994	103.8	**2014**	101.8
1995	99.2	**2015**	102.4
1996	88.2	**2016**	135.0
1997	117.0	**2017**	138.0
1998	76.0	**2018**	90.2
1999	71.2	**2019**	74.2
2000	76.0	**2020**	102.0
2001	75.0	**2021**	94.0
2002	85.2	**2022**	124.0
2003	96.4	**2023**	146.0
2004	94.8	**2024**	218.0

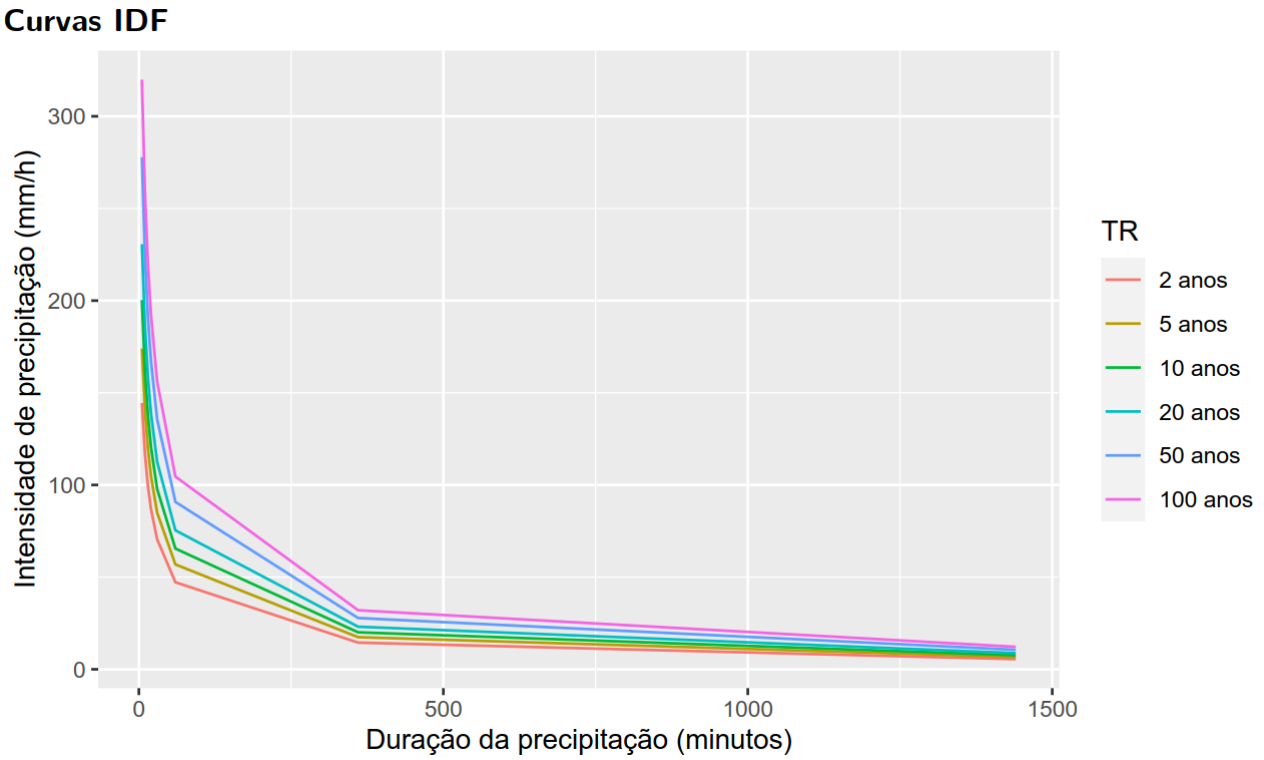
Fonte: ANA (2025)

Realizou o ajuste para série precipitações máximas Pdmax para todas as distribuições, exceto a de Wakeby, que não apresentou solução possível. Considerando o

como parâmetro de seleção o máximo valor de *p-value* a distribuição com melhor aderência foi a distribuição Logística Generalizada com 0,9783 de *p-value.*

Após o ajuste da distribuição estatística calcularam-se as precipitações máximas, que foram desagregadas conforme Tabela 2, e partir destas foram confeccionadas as curvas de intensidade (mm/h) e duração das precipitações intensas que podem ser observadas na Figura 2.

Figura 2 – Curvas IDF 02753009



A partir destas curvas o *software* GAM-IDF determinou a equação IDF para a estação pluviométrica, cujos parâmetros foram: a: 819,164, b: 0,203, c: 9,223, e d: 0,707, esta que foi expressa como:

$$I = \frac{819.164 \cdot TR^{0.203}}{(9.223 + t)^{0.707}}$$

o coeficiente de ajuste deste modelo matemático de acordo Nash e Sutcliffe (NS) 0,9996 (próximo de 1), sendo seu RMSE 1,552 mm/h.

Destaca-se que a IDF gerada capturou os eventos extremos acontecidos no ano de 2017 e 2024 na região de estudo.

e) Chuva De Projeto

A partir da equação IDF gerada foram determinadas as chuvas de projeto para as durações **(t)** de 5, 10, 15, 20, 30, 60, 360, e 1440 minutos, e os seguintes tempos de retorno **(TR)**, estes resultados são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Chuvas de Projeto

t (min)	TR (anos)					
	2	**5**	**10**	**25**	**50**	**100**
1440	5.490	6.6	7.6	9.2	10.6	12.1
360	14.4	17.4	20.0	24.1	27.7	31.9
60	47.1	56.8	65.4	78.7	90.6	104.3
30	70.4	84.8	97.7	117.6	135.4	155.9
20	86.7	104.5	120.3	144.8	166.7	191.9
15	99.0	119.3	137.3	165.4	190.4	219.1
10	116.6	140.5	161.7	194.8	224.2	258.1
5	144.3	173.8	200.1	241.0	277.4	319.3

f) TEMPOS DE RECORRÊNCIA

Os períodos de recorrência adotados estão relacionados abaixo:

- Obras de Drenagem Superficial: **10 anos**
- Obras de Arte Correntes (bueiros) – canal tubular/celular: **15/25 anos**
- Obras de Arte Correntes (bueiros) – orifício tubular/celular: **25/50 anos**
- Obra de arte especial: **100 anos**

5.2 DETERMINAÇÃO DAS VAZÕES DE PROJETOS

a) Tempo de concentração

O tempo de concentração definido como o tempo necessário para uma partícula de água escoar do ponto mais distante da bacia para a seção exutório pode ser calculado, através da equação:

$$t_c = 57 \times \left(\frac{L^3}{\Delta h} \right)^{0,385}$$

em que:

tc = tempo de concentração, em minutos;

A = área da bacia, em km²;

L = comprimento do talvegue principal, em km;

Δh= desnível em m;

b) Método SCS

O método SCS (Soil Conservation Service), desenvolvido pelo antigo SCS dos Estados Unidos (atualmente NRCS – Natural Resources Conservation Service), foi amplamente utilizado para a estimativa de hidrogramas de cheia e vazões máximas em bacias hidrográficas rurais e urbanas. Utilizou-se o parâmetro Número de Curva (Curve Number – CN) para estimar o volume de escoamento direto a partir de um evento de precipitação, conforme o método SCS. A equação utilizada para o cálculo do escoamento direto Q (em mm) foi:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}, \quad \text{para } P > I_a$$

em que:

- Q: escoamento direto (mm);
- P: precipitação total do evento (mm);
- Ia (mm), usualmente considerada como Ia=0,2·S;
- S: capacidade máxima de retenção da bacia (mm), relacionada ao CN por:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

c) Método SCS-HU

Após o cálculo do volume de escoamento, realizou-se sua transformação em hidrograma de escoamento superficial, utilizando-se o hidrograma unitário dimensionado do método SCS, com base em uma distribuição temporal padrão da precipitação.
O tempo ao pico:

$$T_p = 0{,}6 \cdot T_c$$

Vazão de pico:

$$Q_p = \frac{2{,}08 \cdot A \cdot Q}{T_p}$$

Sendo:

- Qp: vazão de pico (m³/s);
- A: área da bacia (km²);
- Q: escoamento direto (mm);
- Tp: tempo ao pico (h).

d) Vazões máximas de projeto

Para realizar as estimativas das vazões máxima, e emprego dos métodos SCS-HU foram utilizadas as rotinas disponíveis no programa Hec-HMS. Em síntese, este programa, trata-se de um modelo de chuva-vazão, que pode ser calibrado com inúmeros parâmetros. No presente caso, além das características fisiográficas da bacia do Lajeado Taipa, foram considerados os seguintes parâmetros:

- o parâmetro da curva número CN=75.
- duração de chuva de t= 150 min.
- tempo de retorno de TR=100 anos.

- início da simulação 01/01/2000 – 00:00:00
- fim da simulação 02/01/2000 – 00:00:00

Aplicou-se o conceito de modelo distribuído, sendo que a bacia principal foi derivada em sub-bacias, conforme a tabela:

Tabela 6 – Sub-bacias modelo distribuído.

Descrição	A(km²)	L(km)	Dh(m)	tc(min)	tp(min)
Sub1	105	14	159	171	102
Sub2	52	13	148	161	97
Sub3	115	9	180	98	59

O hidrograma resultante no local de implantação do projeto pode ser observado na Figura 3. Com o tempo de retorno de 100 anos, e discretização em 10 intervalos de 15 minutos, a vazão de pico atingiu Qp=1.161,00 m³/s.

Figura 3 – Hidrograma de projeto

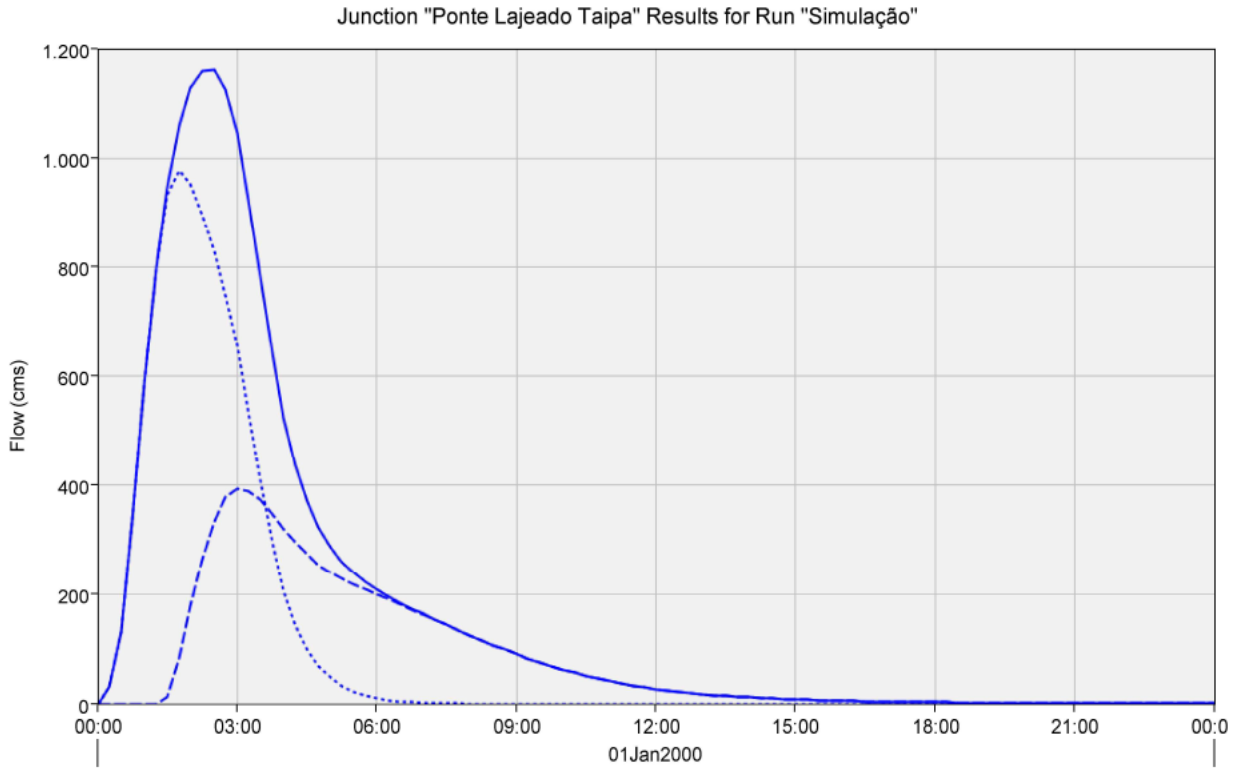


Tabela 7 – Simulação Lajeado Taipa

Ordem	Tempo	Ponte m³/s		Ordem	Tempo	Ponte m³/s
1	24:00:00	0		49	12:00	26,5
2	00:15	29,5		50	12:15	23,8
3	00:30	129,8		51	12:30	21,3
4	00:45	332,4		52	12:45	19,1
5	01:00	582,3		53	13:00	17,2
6	01:15	797,2		54	13:15	15,4
7	01:30	946,3		55	13:30	13,9
8	01:45	1059,7		56	13:45	12,5
9	02:00	1128,7		57	14:00	11,3
10	02:15	1159,2		58	14:15	10,2
11	02:30	1160,9		59	14:30	9,2
12	02:45	1125,2		60	14:45	8,4
13	03:00	1045,6		61	15:00	7,6
14	03:15	922,5		62	15:15	6,9
15	03:30	780		63	15:30	6,3
16	03:45	641,8		64	15:45	5,8
17	04:00	523,8		65	16:00	5,3
18	04:15	433,8		66	16:15	4,8
19	04:30	368,4		67	16:30	4,4
20	04:45	320,9		68	16:45	4,1
21	05:00	285,4		69	17:00	3,7
22	05:15	259		70	17:15	3,4
23	05:30	238,6		71	17:30	3,1
24	05:45	222		72	17:45	2,9
25	06:00	208		73	18:00	2,6
26	06:15	195,5		74	18:15	2,4
27	06:30	184		75	18:30	2,2
28	06:45	173,1		76	18:45	2
29	07:00	162,6		77	19:00	1,8
30	07:15	152,5		78	19:15	1,5
31	07:30	142,6		79	19:30	1,3
32	07:45	133		80	19:45	1
33	08:00	123,8		81	20:00	0,8
34	08:15	114,8		82	20:15	0,6
35	08:30	106,1		83	20:30	0,4
36	08:45	97,8		84	20:45	0,3
37	09:00	89,8		85	21:00	0,2
38	09:15	82,1		86	21:15	0,1
39	09:30	74,9		87	21:30	0,1
40	09:45	68,2		88	21:45	0,1
41	10:00	61,8		89	22:00	0
42	10:15	55,9		90	22:15	0
43	10:30	50,5		91	22:30	0
44	10:45	45,5		92	22:45	0
45	11:00	40,9		93	23:00	0
46	11:15	36,7		94	23:15	0
47	11:30	33		95	23:30	0
48	11:45	29,6		96	23:45	0

e) Verificação Hidráulica

A verificação hidráulica foi realizada com base na equação Manning, que é dada por

$$V = \frac{1}{n}.R_H^{2/3}.I^{1/2}$$

em que:

V: velocidade média de escoamento (m/s);

n: rugosidade do canal;

R_h= A/P: raio hidráulico;

A: área da seção de escoamento (m²);

P: perímetro molhado (m);

I: declividade média do leito.

É possível relacionar a velocidade média de escoamento com a vazão (Q) e a área da seção por meio da equação da continuidade.

$$Q = V.\ A\ (m^3/s)$$

Considerando que, na seção onde será construída a ponte haverá uma seção retangular (hxB) m, os taludes são predominantemente de solo e rocha n=0,036 e a declividade média é I= 0,009 m/m, é possível estimar as vazões variando a altura da seção. Estas estimativas são apresentadas na Tabela 8

Tabela 8 – Vazões versus seção hxB

h(m)	B(m)	n	I(m/m)	A(m²)	Pm(m)	Rh(m)	Q(m³/s)
1,0	40	0,036	0,009	40	42	0,952	102,0
1,5	40	0,036	0,009	60	43	1,395	197,4
2,0	40	0,036	0,009	80	44	1,818	314,1
2,5	40	0,036	0,009	100	45	2,222	448,8
3,0	40	0,036	0,009	120	46	2,609	599,3
3,5	40	0,036	0,009	140	47	2,979	763,8
4,0	40	0,036	0,009	160	48	3,333	940,9
4,5	40	0,036	0,009	180	49	3,673	1129,3
5,0	40	0,036	0,009	200	50	4,000	1328,1
5,5	40	0,036	0,009	220	51	4,314	1536,3
6,0	40	0,036	0,009	240	52	4,615	1753,2

Portanto, para que o sistema em questão tenha capacidade de suportar a vazão máxima de cheia de 1.161,00 m³/s (TR= 100 Anos), é preciso que haja uma altura livre, com no mínimo, h = 5,5 m, para uma base B = 40,00 m. É válido ainda mencionar que, a cota/altitude levantada no pé da cabeceira foi 358,76 m, assim é possível dizer que a cota/altitude de cheia é igual 364,26 metros

6. ENCERAMENTO

Acompanham o presente relatório as peças gráficas:

- Prancha 01 – Levantamento Planialtimétrico.
- Prancha 02 – Elementos de Drenagem.

Composto por 32 folhas, atendendo ao objeto, de estimar os valores pluviométricos e fluviométricos de referência para a construção da ponte situada na conexão entre os municípios de São José das Missões e Novo Barreiro.

Este relatório fica finalizado

Palmeira das Missões - RS, outubro de 2025.

Assinado digitalmente por JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026
DN: cn=JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026, c=BR, o=ICP-Brasil, ou=Certificado PF A3, email=eng.jeanfavaretto@gmail.com
Motivo: Confirmo a veracidade e integridade deste documento
Data: 2025.10.28 02:14:02 -03'00'

gov.br
Documento assinado digitalmente
BRAYAN MARTINS DE LIMA
Data: 28/10/2025 08:26:32-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

JEAN RICARDO FAVARETTO
ENGENHEIRO CIVIL
CREA/RS 209410
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

PROEDGE ENGENHARIA LTDA
CNPJ: 58.338.223/0001-43
BRAYAN MARTINS DE LIMA
CREA: RS247907



Levantamento Planialtimétrico

Observações:

SISTEMA DE REFERÊNCIA DE COORDENADAS:
SIRGAS 2000 FUSO 22S

IMAGEM ORTORRETIFICADA
GSD: 2,5 cm
Precisão Horizontal ± 0,95 pix

Legenda

- Vértices
- Área do Imóvel
- Recursos Hídricos
- Estrada

Informações de coordenadas

NG NQ

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSE MERCATOR - UTM
SGR - SIRGAS 2000
MC: 51º WGr

CM +0° 59' 05.64"
K 0,99980807

BASE - PPP
Lat.: 27° 50´ 13,4179˝ S
Long.: 53° 06´ 34,5421˝ W

Anotações:	Revisões:

TOPOGRAFIA FAVARETTO
Soluções em Geociências e Recursos Hídricos
CNPJ: 53.441.906/0001-08
RUA SANTO CLIVATTI, 186. ARATIBA - RS. CEP: 99770-000
topografiafavaretto@gmail.com
(55) 981 121 890

Documento assinado digitalmente
BRAYAN MARTINS DE LIMA
Data: 28/10/2025 08:24:46-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

PROEDGE ENGENHARIA LTDA
CNPJ: 58.338.223/0001-43
BRAYAN MARTINS DE LIMA
CREA: RS247907

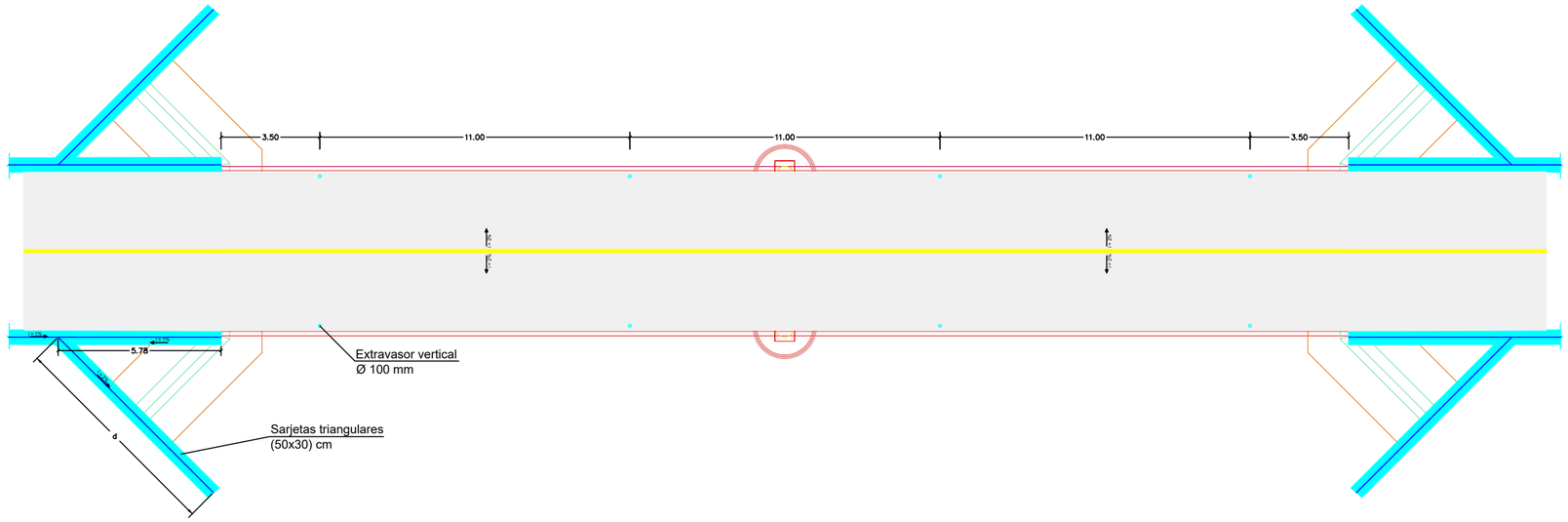
Assinado digitalmente por JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026
DN: cn=JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026, c=BR, o=ICP-Brasil, ou=Engenheiro Civil, email=eng.jeanfavaretto@gmail.com
Motivo: Confirmo a veracidade e integridade deste documento
Data: 2025.10.28 02:14:46 -03'00'

JEAN RICARDO FAVARETTO
Técnico em Agrimensura (CRT: RS00913327026)
Engenheiro Civil (CREA: RS209450)
INCRA: AXBQ

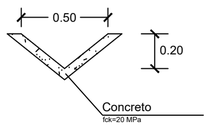
DESCRIÇÃO: LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DATA: 24/10/2025 ESCALA: 1/250 PRANCHA: 01/02

Observações:

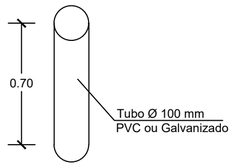
o comprimento "d" deve-se extender até a margem da calha do rio, além das cabeceiras.



Sarjetas triangulares (50x20) cm



Extravasor vertical Ø 100 mm



ELEMENTOS DE DRENAGEM

Legenda

- Vértices
- Área do Imóvel
- Recursos Hídricos
- Estrada

Informações de coordenadas

NG NQ

PROJEÇÃO UNIVERSAL TRANSVERSE MERCATOR - UTM
SGR - SIRGAS 2000
MC: 51º WGr

CM +0° 59' 05.64"
K 0,99980807

BASE - PPP
Lat.: 27° 50´ 13,4179˝ S
Long.: 53° 06´ 34,5421˝ W

Anotações:	Revisões:

TOPOGRAFIA FAVARETTO
Soluções em Geociências e Recursos Hídricos
CNPJ: 53.441.906/0001-08
RUA SANTO CLIVATTI, 186. ARATIBA - RS. CEP: 99770-000
topografiafavaretto@gmail.com
(55) 981 121 890

gov.br
Documento assinado digitalmente
BRAYAN MARTINS DE LIMA
Data: 28/10/2025 08:22:50-0300
Verifique em https://validar.iti.gov.br

PROEDGE ENGENHARIA LTDA
CNPJ: 58.338.223/0001-43
BRAYAN MARTINS DE LIMA
CREA: RS247907

Assinado digitalmente por JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026
DN: cn=JEAN RICARDO FAVARETTO:00913327026, c=BR, o=ICP-Brasil, ou=Pessoa Física, email=eng.jeanfavaretto@gmail.com
Motivo: Confirmo a veracidade e integridade deste documento.
Data: 2025.10.24 22:15:04 -03'00'

JEAN RICARDO FAVARETTO
Técnico em Agrimensura (CRT: RS009133270126)
Engenheiro Civil (CREA: RS209450)
INCRA: AXBQ

DESCRIÇÃO: DRENAGEM | DATA: 24/10/2025 | ESCALA: 1/150 | PRANCHA: 02/02

MEMORIAL DE CÁLCULO ESTRUTURAL – MUNICÍPIO DE SÃO JOSÉ DAS MISSÕES/RS

Sergio Patussi Neto
Engenheiro Civil
CREA RS 206.635

NOVEMBRO/2025

IDENTIFICAÇÃO

Município: São José das Missões – RS

Objeto: Estudo de calculo

Objetivo: Caracterizar propriedades estruturais com objetivo deconferir a estabilidade da estrutura.

Data: 13/nov/2025

Responsável Técnico: Sergio Patussi Neto

CREA: RS 206.635

2. INTRODUÇÃO

O presente resumo apresenta os principais critérios adotados no dimensionamento estrutural de uma ponte rodoviária em concreto armado, com vão principal de 6,00x40,00x7,00m, destinada ao tráfego de veículos leves, utilitários e médios.

3. NORMAS UTILIZADAS

- ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto
- ABNT NBR 7187 – Projeto de Pontes Rodoviárias de Concreto Armado e Protendido
- ABNT NBR 7188 – Cargas Móveis Rodoviárias
- ABNT NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas
- ABNT NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações

4. GEOMETRIA

- Projeto: Ponte com estrutura em concreto armado e pré-moldado com 6,00x40,00x7,00m.
- Seção: tabuleiro em laje + vigas longitudinais
- Faixas: 1 via com acostamento ou via estreita de mão única

5. **MATERIAIS**

- Concreto estrutural: **fck = 25 MPa**
- Aço CA-50 para armaduras

6. AÇÕES CONSIDERADAS

Ações permanentes (G)

- Peso próprio do concreto
- Barreiras/guarda-corpo
- Pavimentação

Ações variáveis (Q)

- Carga móvel conforme NBR 7188 – Classe 45
- Impacto vertical
- Frenagem e aceleração
- Ações térmicas
- Eventuais ações hidrodinâmicas (se sobre curso d'água)

7. **MODELO ESTRUTURAL**

- Sistema isostático ou hiperestático com vigas longitudinais apoiadas
- Laje colaborante contínua
- Transmissão de esforços para encontros e fundações

6. DIMENSIONAMENTO

- **Vigas principais** dimensionadas à flexão e cisalhamento
- **Laje** dimensionada como laje armada unidirecional transversal
- Verificação de:

- Estados Limites Últimos (ELU)
- Estados Limites de Serviço (ELS)
- Flechas admissíveis

- Armaduras calculadas para momentos positivos e negativos
- Detalhamento conforme NBR 6118

ANEXO A – CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

A2. AÇÕES

A2.1. Cargas Permanentes

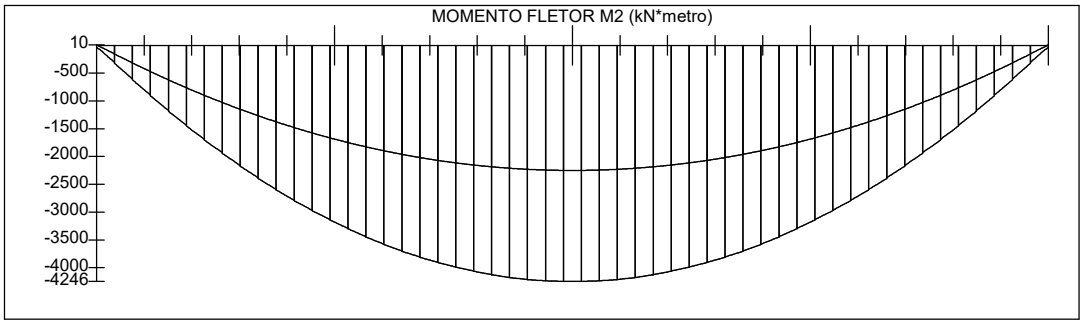
Peso próprio	(g0)	= 25 x 0,548	= 13,7	kN/m
Laje	(g1')	= 25 x 0,200	= 5,00	kN/m^2
Guarda-rodas	(g1'')	= 25 x 0,220	= 5,49	kN/m
Guarda-corpo	(g1''')	= 25 x 0,312	= 7,80	kN/m
Pavimento	(g2)	= 24 x 0,100	= 2,40	kN/m^2

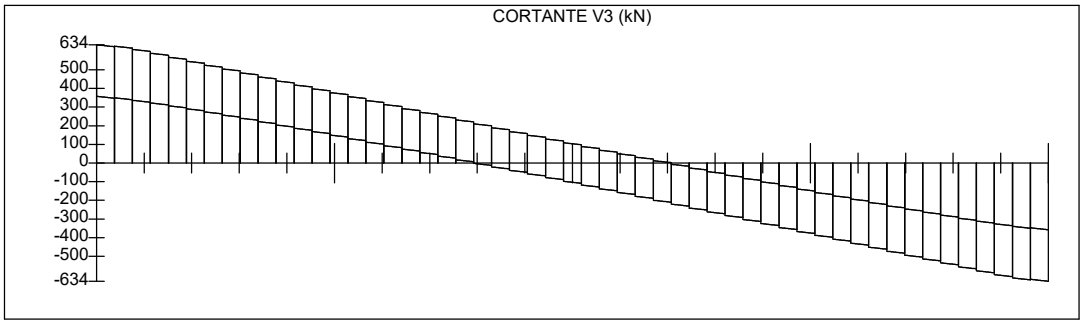
A2.2. Cargas Variáveis

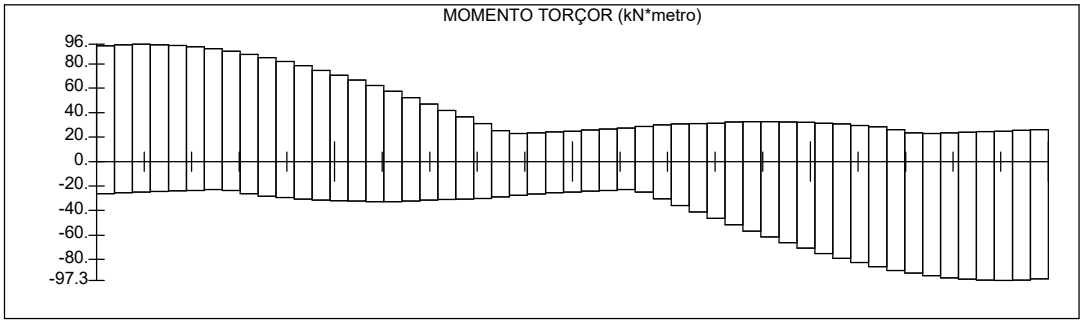
Trem tipo Classe 45 (NBR 7188/92)
Trem tipo ITAIPÚ
Trem tipo CVC
Coeficiente de impacto (φ) = 1,4 – 0,007 x 25,0 = 1,23

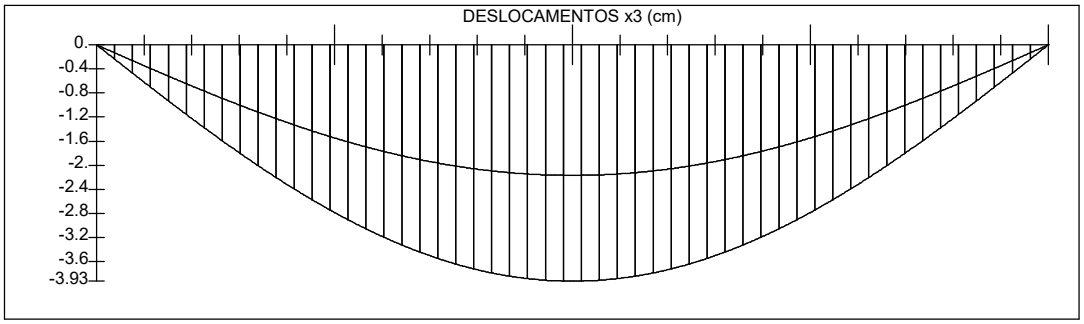
A3.2. Esforços para a viga

Através do software STRAP, temos as seguintes envoltórias dos esforços solicitantes ponderadas com o coeficiente de impacto:



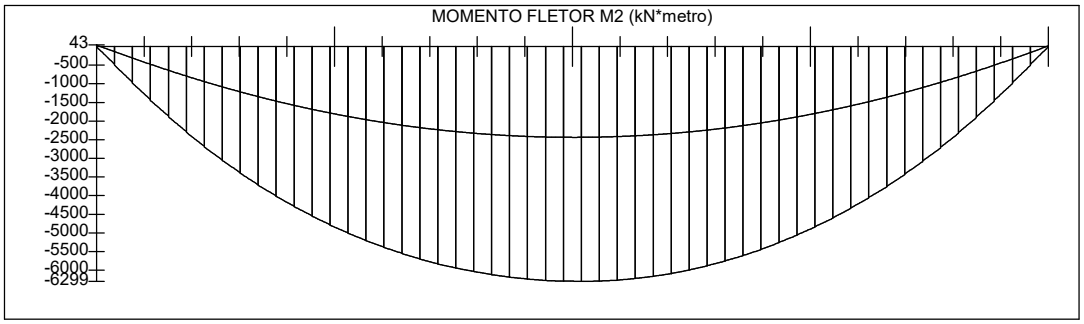


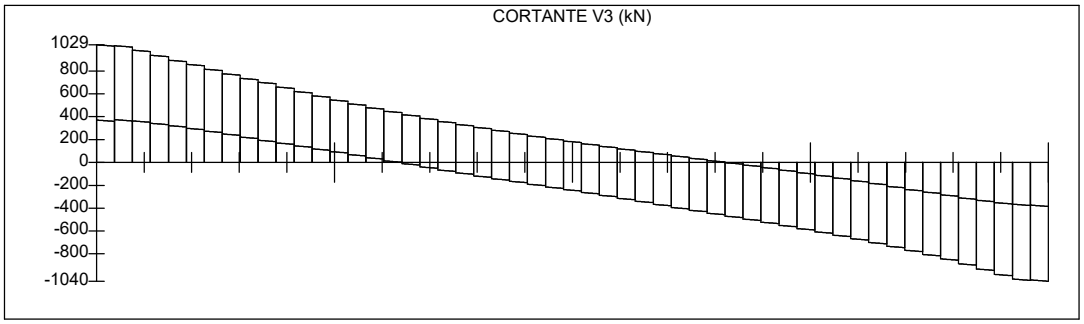


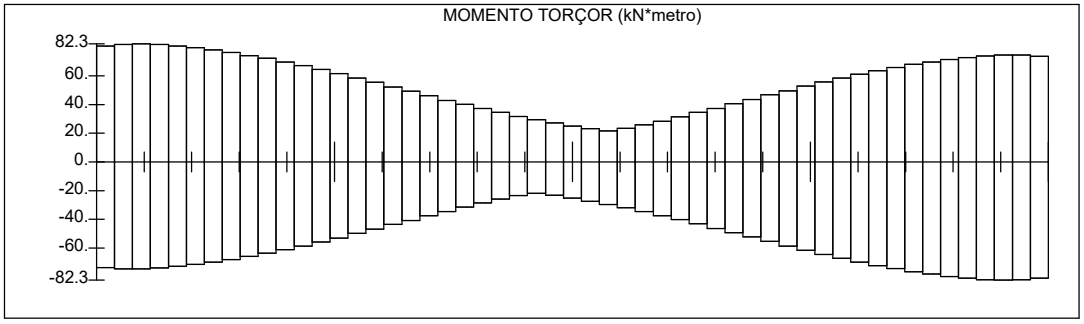


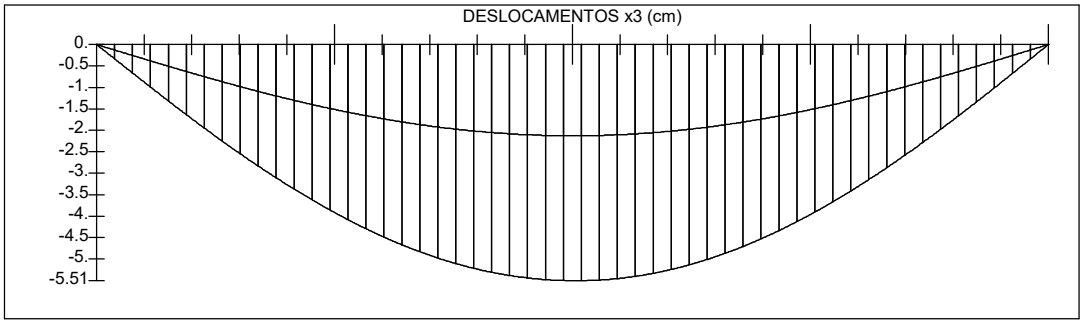
A3.3. Esforços para a viga 3

Através do software STRAP, temos as seguintes envoltórias:


MOMENTO FLETOR M2 (kN*metro)
43
-500
-1000
-1500
-2000
-2500
-3000
-3500
-4000
-4500
-5000
-5500
-6000
-6299

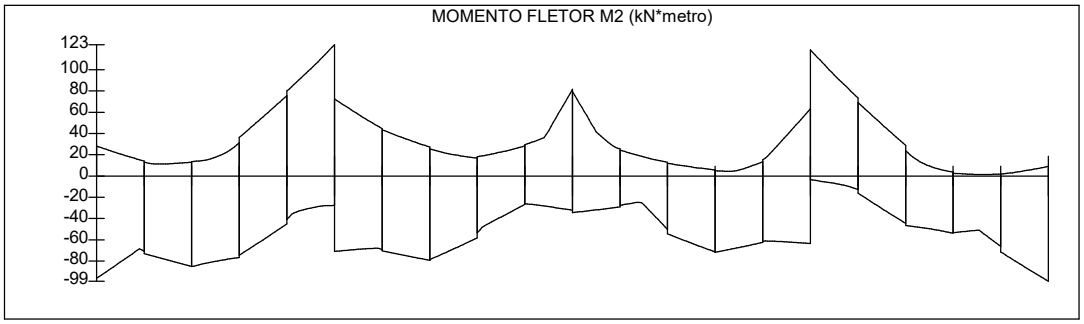

CORTANTE V3 (kN)
1029
800
600
400
200
0
-200
-400
-600
-800
-1040

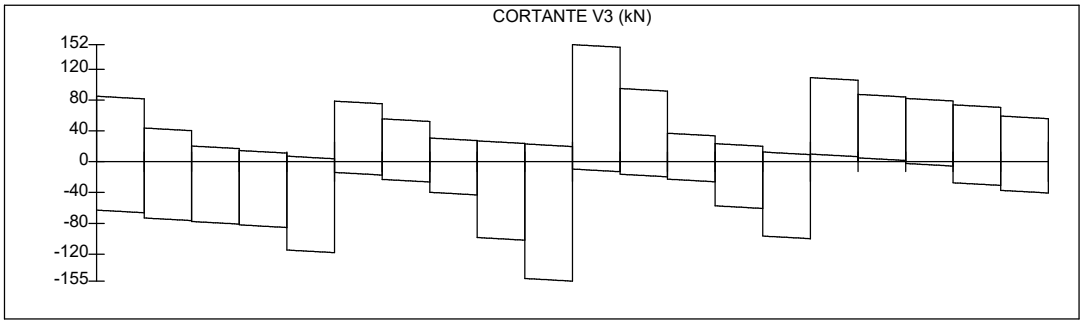

MOMENTO TORÇOR (kN*metro)
82.3
60.
40.
20.
0.
-20.
-40.
-60.
-82.3

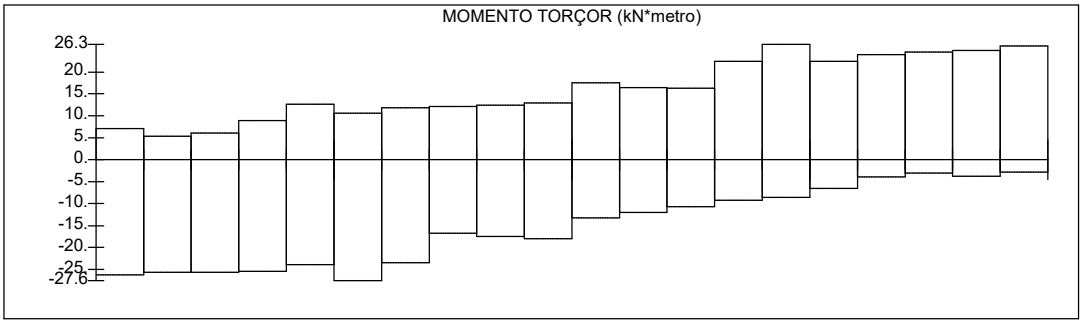

DESLOCAMENTOS x3 (cm)
0.
-0.5
-1.
-1.5
-2.
-2.5
-3.
-3.5
-4.
-4.5
-5.
-5.51

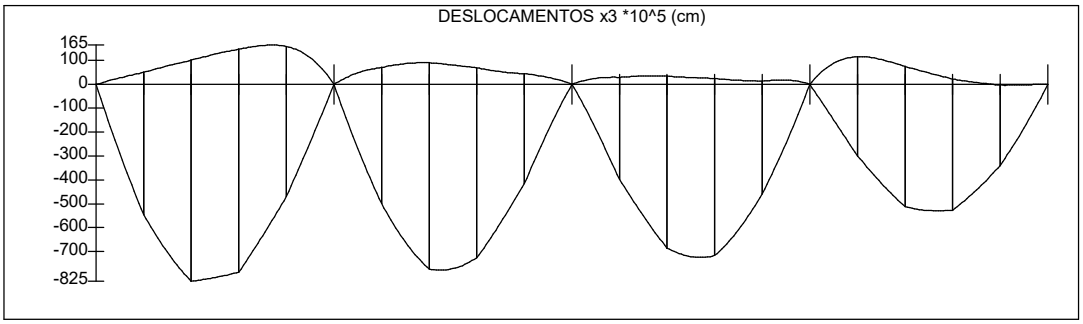
A3.4. Esforços na transversina (sem análise do macaqueamento)

Através do software STRAP, temos as seguintes envoltórias:



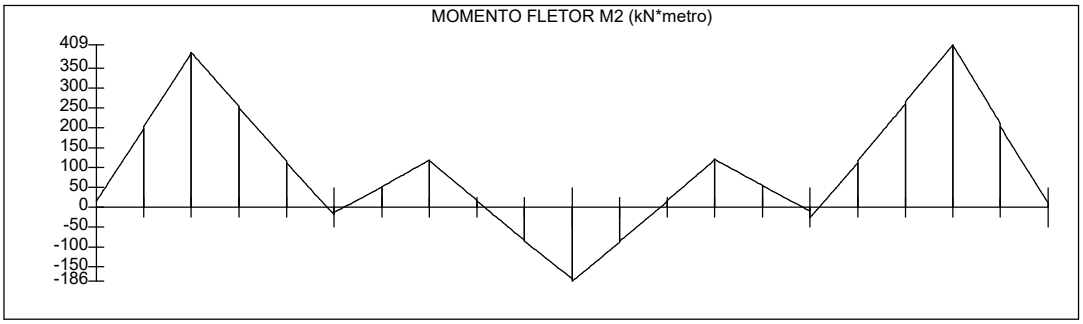


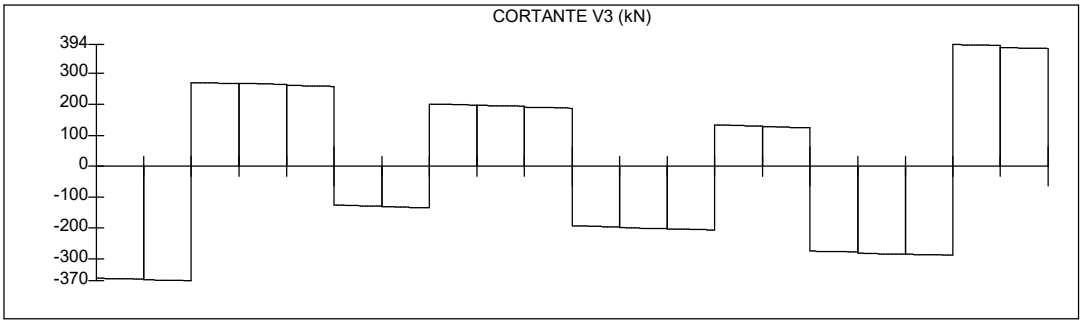


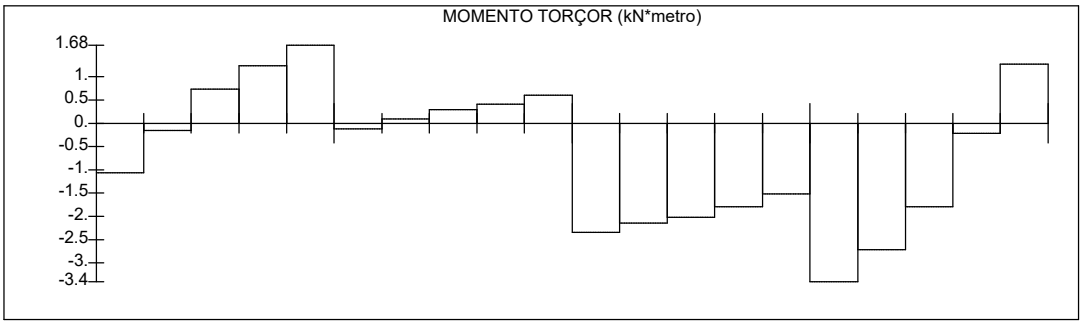


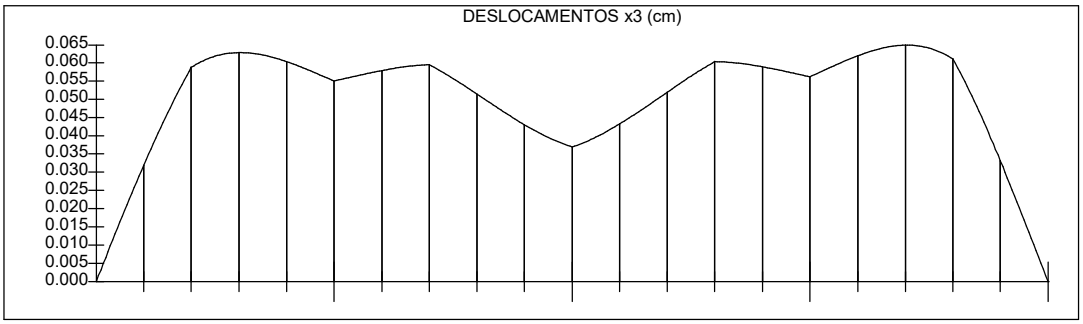
A3.5. Esforços na transversina (análise do macaqueamento)

Através do software STRAP, temos as seguintes envoltórias:


MOMENTO FLETOR M2 (kN*metro)
409
350
300
250
200
150
100
50
0
-50
-100
-150
-186


CORTANTE V3 (kN)
394
300
200
100
0
-100
-200
-300
-370


MOMENTO TORÇOR (kN*metro)
1.68
1.
0.5
0.
-0.5
-1.
-1.5
-2.
-2.5
-3.
-3.4


DESLOCAMENTOS x3 (cm)
0.065
0.060
0.055
0.050
0.045
0.040
0.035
0.030
0.025
0.020
0.015
0.010
0.005
0.000

A3.6. Quadro resumo dos esforços solicitantes

A3.6.1 Quadro resumo para viga

Quadro Resumo para V1 - TT45

MOMENTO FLETOR (kNm)

	Mg (kNm)	Mq (kNm)
0	0,0	0,0
1	814,3	714,6
2	1447,0	1270,4
3	1900,1	1667,4
4	2171,5	1905,6
5	2262,0	1985,0

FORÇA CORTANTE MÁXIMA COM TORSOR CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	365,0	10,7	274,0	44,3	639,0	55,0
1	292,0	8,6	243,6	33,7	535,6	42,3
2	219,0	6,7	213,1	25,3	432,1	32,0
3	146,0	4,5	182,7	22,4	328,7	26,9
4	73,0	2,2	152,2	23,5	225,2	25,7
5	0,0	0,0	121,8	24,0	121,8	24,0

MOMENTO TORSOR MÁXIMO COM CORTANTE CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	365,0	10,7	225,5	54,0	590,5	64,7
1	292,0	8,6	77,3	52,1	369,3	60,7
2	219,0	6,7	64,6	41,3	283,6	48,0
3	146,0	4,5	53,3	33,2	199,3	37,7
4	73,0	2,2	145,8	22,2	218,8	24,4
5	0,0	0,0	115,7	22,2	115,7	22,2

A3.6.2 Quadro resumo para viga

Quadro Resumo para V3 - TT45

MOMENTO FLETOR (kNm)

	Mg (kNm)	Mq (kNm)
0	0,0	0,0
1	881,3	799,9
2	1566,7	1422,1
3	2056,3	1866,5
4	2350,1	2133,1
5	2448,0	2222,0

FORÇA CORTANTE MÁXIMA COM TORSOR CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	392,0	6,1	400,0	27,4	792,0	33,5
1	313,6	5,8	355,6	25,9	669,2	31,7
2	235,2	5,1	311,1	23,4	546,3	28,5
3	156,8	3,9	266,7	21,2	423,5	25,1
4	78,4	2,2	230,1	16,2	308,5	18,4
5	0,0	0,0	195,2	11,6	195,2	11,6

MOMENTO TORSOR MÁXIMO COM CORTANTE CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	392,0	6,1	129,3	80,5	521,3	86,6
1	313,6	5,8	122,1	80,3	435,7	86,1
2	235,2	5,1	98,4	75,2	333,6	80,3
3	156,8	3,9	68,6	60,3	225,4	64,2
4	78,4	2,2	44,5	40,0	122,9	42,2
5	0,0	0,0	19,2	23,4	19,2	23,4

A4. CÁLCULO E DIMENSIONAMENTO

A4.1. Dimensionamento à flexão

A4.1.1 Dimensionamento da viga

1) Características dos materiais

1.1) Concreto

fck =	35	MPa
a/c <	0,55	
Eci =	33.130	MPa
Ecs =	28.161	MPa
c =	3,5	cm

Classe de Agressividade: II
fck ≥ 30 MPa

1.2) Aço para armadura passiva

Tipo	CA 50	
fyk =	500	MPa
Es =	210	GPa

1.3) Aço para armadura ativa
armadura pós tracionada

Tipo	CP 190 RB	
fptk =	1900	MPa
fpyk =	1710	MPa
Ep =	195	GPa

2) Características geométricas

2.1) Seção inicial

Seção	T	
h =	1,40	m
A =	0,5480	m²
Ix =	0,1345	m^4
yinf =	0,7115	m
ysup =	-0,6885	m
Winf =	0,1890	m³
Wsup =	-0,1953	m³

2.2) Seção final

Seção	T	
h =	1,60	m
A =	0,9480	m²
Ix =	0,2795	m^4
yinf =	1,0442	m
ysup =	-0,5558	m
Winf =	0,2677	m³
Wsup =	-0,5030	m³

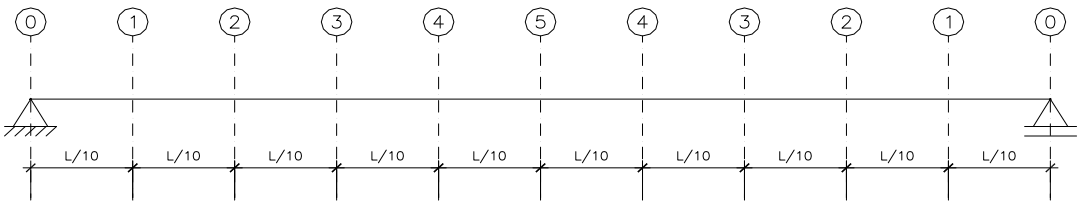
3) Carregamentos externos

Peso Próprio	(g0)	13,70	kN/m
Guarda rodas + Laje	(g1)	13,57	kN/m
Pavimento	(g2)	3,62	kN/m
	(g3)	0,00	kN/m
multidão + veículo	(q)	27,12	kN/m

4) Esforços Solicitantes

vão = 24,20 m

A viga será subdividida em décimos de vão, resultando em uma seção a cada 2,420 metros, conforme esquema a seguir:



4.1) Tensões Normais na seção 5 (meio do vão)

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	1.002,9
Mg1	993,1
Mg2	265,0
Mg3	
Mq	1.985,0

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-5,14	5,31
-0,195	0,189	-5,09	5,26
-0,195	0,189	-1,36	1,40
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-10,16	10,50

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,99	3,75
-0,503	0,268	-1,97	3,71
-0,503	0,268	-0,53	0,99
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-3,95	7,41

4.2) Tensões Normais na seção 1

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	361,0
Mg1	357,5
Mg2	95,4
Mg3	
Mq	714,6

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-1,85	1,91
-0,195	0,189	-1,83	1,89
-0,195	0,189	-0,49	0,50
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-3,66	3,78

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-0,72	1,35
-0,503	0,268	-0,71	1,34
-0,503	0,268	-0,19	0,36
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-1,42	2,67

4.3) Tensões Normais na seção 2

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	641,9
Mg1	635,6
Mg2	169,6
Mg3	
Mq	1.270,4

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-3,29	3,40
-0,195	0,189	-3,25	3,36
-0,195	0,189	-0,87	0,90
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-6,51	6,72

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,28	2,40
-0,503	0,268	-1,26	2,37
-0,503	0,268	-0,34	0,63
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-2,53	4,75

4.4) Tensões Normais na seção 3

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	842,4
Mg1	834,2
Mg2	222,6
Mg3	
Mq	1.667,4

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,31	4,46
-0,195	0,189	-4,27	4,41
-0,195	0,189	-1,14	1,18
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-8,54	8,82

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,67	3,15
-0,503	0,268	-1,66	3,12
-0,503	0,268	-0,44	0,83
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-3,32	6,23

4.5) Tensões Normais na seção 4

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	962,8
Mg1	953,4
Mg2	254,4
Mg3	
Mq	1.905,6

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,93	5,09
-0,195	0,189	-4,88	5,05
-0,195	0,189	-1,30	1,35
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-9,76	10,08

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,91	3,60
-0,503	0,268	-1,90	3,56
-0,503	0,268	-0,51	0,95
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-3,79	7,12

4.6) Tensões Normais (seção 5 - meio do vão) devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm

Ap =	0,987	cm²	Adotando-se as seguintes perdas:		
σpi <	1.402,2	MPa	IMEDIATAS =	7,1	%
NPi =	-138,4	kN	PROGRESSIVAS =	14,5	%
NPo =	-141,4	kN	γp =	1,1	
NPoo =	-108,5	kN	γf =	1,0	

NBR 6118 - Item 17.2.4.3 (pág 109)

Adotando-se a distância do cabo equivalente de protensão à fibra inferior da seção yo= 14 cm, temos:

e = yinf - yo = 0,9042 m

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} = \quad 80{,}61 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} = \quad -480{,}94 \quad \text{kPa}$$

5) Dimensionamento da armadura de protensão

Tipo de Protensão: limitada *NBR 6118 - Tabela 13.3 (pág 72)*

Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço
ELS-F (formação de fissuras)	Combinação Frequente
ELS-D (descompressão)	Combinação Quase-permanente

ψ0 =	0,7
ψ1 =	0,8
ψ2 =	0,5

NBR 8681 - Tabela 6 (pág 13)

5.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0{,}21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

n * -480,9 + 3.746 + 3.710 + 990 + 0 + 5.932 ≤ 2.696,4 kPa

n ≥ 26 cordoalhas

Fibra Superior:

26 * 80,6 + -1.994 + -1.974 + -527 + 0 + -3.157 ≤ -24.500,0 kPa

-5.556,8 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

5.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

n * -480,9 + 3.746 + 3.710 + 990 + 0 + 3.707 ≤ 0,0 kPa

n ≥ 26 cordoalhas

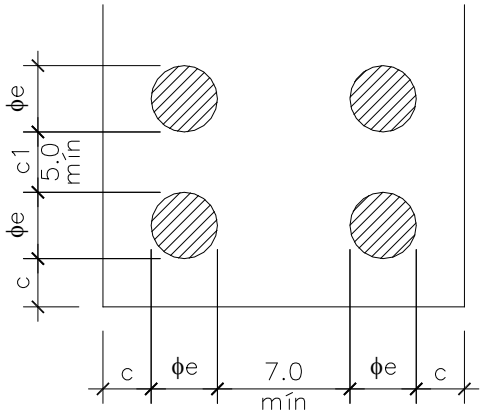
Fibra Superior:

26 * 80,6 + -1.994 + -1.974 + -527 + 0 + -1.973 ≤ -24.500,0 kPa

-4.372,8 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

6) Verificação das Tensões Normais na seção 5 devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm, com excentricidades finais



Número de cabos por camada:

c =	5,50 cm	1ª Camada	3
ϕe =	5,0 cm	2ª Camada	2
c1 =	5,0 cm	3ª Camada	1
nº de camadas =	3		

∴ yf = 14,7 cm

Portanto, a excentricidade final será:

ep = yinf - yf = **0,898** m
(ep = excentricidade do cabo equivalente em relação ao baricentro da seção do concreto)

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} = \quad 79{,}17 \quad \text{kPa}$$

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} = \quad -478{,}24 \quad \text{kPa}$$

7) Verificação da armadura de protensão

7.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0{,}21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

30 -478,2 + 3.746 + 3.710 + 990 + 0 + 5.932 ≤ 2.696,4 kPa

30,6 ≤ 2.696,4 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,2 + -1.994 + -1.974 + -527 + 0 + -3.157 ≤ -24.500,0 kPa

-5.277,5 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

7.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

30 -478,2 + 3.746 + 3.710 + 990 + 0 + 3.707 ≤ 0,0 kPa

-2.193,8 ≤ 0,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,2 + -1.994 + -1.974 + -527 + 0 + -1.973 ≤ -24.500,0 kPa

-4.093,6 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

8) Verificação do Estado Limite Último de Ruptura no ato da Protensão

Número de etapas de protensão: 2
1ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 7 dias, mobilizando g0
2ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 21 dias, mobilizando g0

Concreto convencional com processo normal de cura.
Tipo de cimento: CP-II
s = 0,25

		1ª Etapa	2ª Etapa		
$fckj = \beta 1 \cdot fck$	=	27,26	33,67	0,00	MPa
$\beta 1 = e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)}$	=	0,7788	0,9621	0,0000	
$fctmj = 0{,}3 \cdot fckj^{\frac{2}{3}}$	=	2,72	3,13	0,00	MPa

8.1) Tensões normais devidas à protensão de <u>um (01)</u> cabo no instante da protensão

$\sigma \sup = \frac{NPo}{Ac} - \frac{NPo \cdot e}{W \sup} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	996,26 kPa	634,17 kPa	272,08 kPa	0,00	0,00
$\sigma \inf = \frac{NPo}{Ac} + \frac{NPo \cdot e}{W \inf} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	-3.653,59 kPa	-3.279,39 kPa	-2.905,18 kPa	0,00	0,00

8.2) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **7** dias:

<u>Fibra Inferior:</u>

$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 6 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 3ª Camada**

<u>Fibra Superior:</u>

$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 13 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 30 cabos na 3ª Camada**

8.3) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **21** dias:

Fibra Inferior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 9 cabos na 3ª Camada**

Fibra Superior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 14 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 32 cabos na 3ª Camada**

8.5) Resumo das fases de protensão

Número de cabos a serem protendidos por camada (na seção do meio do vão), em etapas:

	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada			σsup	σinf	
1ª Etapa	1		1			-3.867,0	-1.251,6	OK OK
2ª Etapa	2	2				-606,1	-15.117,5	OK OK
						kPa	kPa	

1ª Etapa: Protensão de 2 cabos aos 7 dias.
2ª Etapa: Protensão de 4 cabos aos 21 dias.
0 0

8.6) Verificação da protensão para transporte da viga (Seção 5)

Análise para o 7º dia após concretagem com a protensão de **2** cabos

NPi = -1.384,0 kN
e p = 0,5215 m

$$\sigma \sup = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep + Mgo)}{W \sup} =$$ -3.965 **kPa** **<** -19.081 **kPa** **OK**

$$\sigma \inf = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep - Mgo)}{W \inf} =$$ -1.038 **kPa** **<** 3.261 **kPa** **OK**

9) Cálculo da armadura frouxa no Estado Limite Último (armaduras aderentes)

bw =	20,0	cm	Ap =	29,61	cm^2	αp =	6,9246	
h =	160,0	cm	P_{oo} =	3.255,10	kN	ρp =	0,0031	
dp =	145,3	cm	Aço =	CP 190 RB		ηp =	3,7320	
d =	154,5	cm	Msd =	6.029,86	kN.m	εpré =	5,4833	‰
fck =	35,0	MPa	Nsd =	0,00	kN	t =	11,14	cm
γp =	0,9		Ep =	19.500	kN/cm^2	t =	11,14	cm
bf =	182,5	cm	Es =	21.000	kN/cm^2	x =	0,0901	d
hf =	20,0	cm				DOMÍNIOS 1/2		

OK!!!
OK!!!
OK!!!

x / d	x (cm)	εc (‰)	εs (‰)	$\Delta\varepsilon$p (‰)	εp (‰)	σsd (kN/cm^2)	σpd (kN/cm^2)	Rcd,w (kN)	Rcd,f (kN)	Rpd (kN)	As (cm^2)	MRd (kN.m)
0,090	13,93	0,99	10,00	9,35	14,83	43,48	148,70	473,51	3.847,2	4.402,9	-1,89	6.031

Asmín = 0,1 % Ac = 5,48 cm^2

Portanto, a armadura frouxa a ser usada será: **As = 5,48 cm^2** (5 ϕ 20) **OK**

A armadura de pele a ser usada será: **As,pele = 3,20 cm^2/face** (ϕ 8 c/ 20) **OK**

10) Cálculo das excentricidades máximas e mínimas do cabo equivalente de protensão

Para a verificação do ELS-F: Combinação Frequente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{-fct,f + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-D: Combinação Quase-permanente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{\sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: (Fibra superior)

$$ep \leq \left(\frac{-1{,}2 \cdot fctmj - \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{sup}$$

Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: (Fibra Inferior)

$$ep \leq \left(\frac{0{,}7 \cdot fckj + \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

10.1) Seção 5 (meio do vão)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,346 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,384 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,516 m	0,766 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,914 m	0,941 m

Portanto: 0,384 ≤ ep ≤ 0,766

10.2) Seção 4

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,298 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,344 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,487 m	0,756 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,885 m	0,932 m

Portanto: 0,344 ≤ ep ≤ 0,756

10.3) Seção 3

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,156 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,224 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,402 m	0,728 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,800 m	0,904 m

Portanto: 0,224 ≤ ep ≤ 0,728

10.4) Seção 2

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,080 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,025 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,260 m	0,680 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,659 m	0,856 m

Portanto: 0,025 ≤ ep ≤ 0,680

10.5) Seção 1

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,411 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,255 m

		1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep ≤	1,062 m	0,614 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep ≤	2,460 m	0,790 m

Portanto: -0,255 ≤ ep ≤ 0,614

10.6) Seção 0 (apoio)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,837 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,615 m

		1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep ≤	0,807 m	0,529 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep ≤	2,205 m	0,705 m

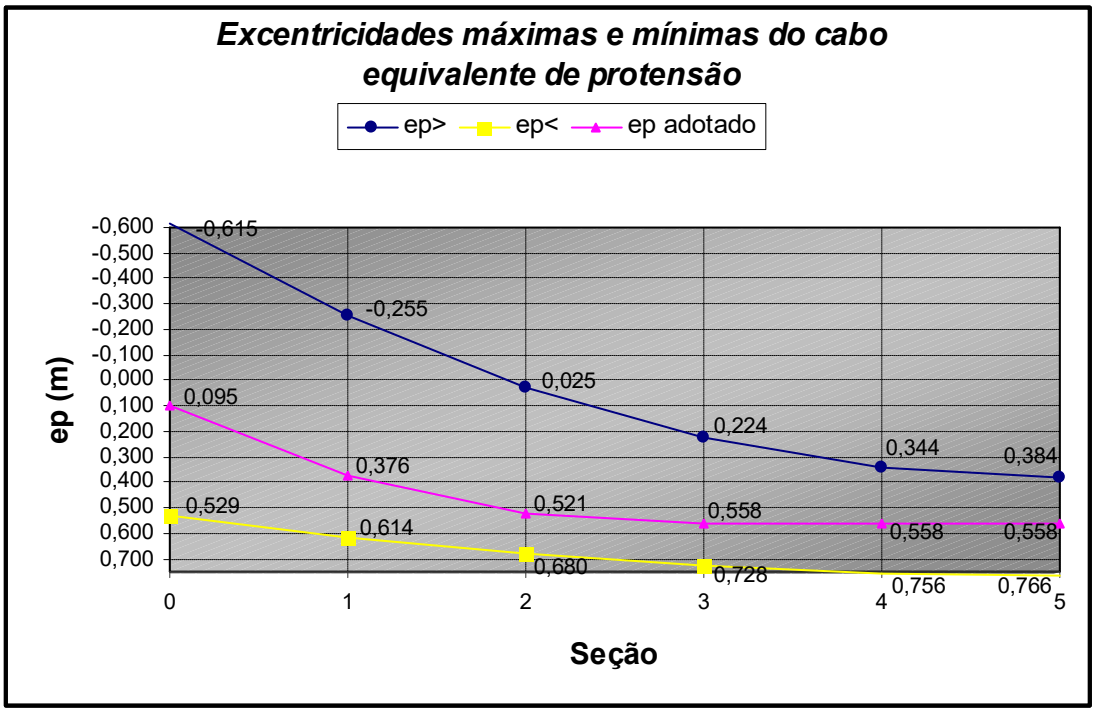
Portanto: -0,615 ≤ ep ≤ 0,529

10.7) Excentricidades adotas (cabo equivalente)

Número total de cabos: 6
Distância da face da viga ao centro da ancoragem: 0,15 m

		(m)	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
Seção	0	yf	0,200	0,200	0,450	0,700	0,950	1,200	
		ep	**0,095**						**OK**
Seção	1	yf	0,118	0,118	0,238	0,383	0,481	0,677	
		ep	**0,376**						**OK**
Seção	2	yf	0,084	0,084	0,127	0,224	0,250	0,377	
		ep	**0,521**						**OK**
Seção	3	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Seção	4	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Seção	5	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Ângulo de saída			**2,1**	**2,1**	**6,1**	**7,9**	**11,6**	**13,0**	°

yf = distância da face inferior da seção ao eixo do cabo na camada *n*



11) Cálculo das Deformações

$$fctm,fl = \alpha \cdot fctm = \alpha \cdot 0{,}3 \cdot fck^{\frac{2}{3}} = \quad 3{,}85 \quad \text{MPa}$$

$$Mr,médio = P \cdot ep + W\,\text{inf} \cdot \left(fctm,fl + \frac{P}{Ac} \right) = \quad 4.850{,}30 \quad \text{kN.m}$$

$$Mcf = Mg0 + Mg1 + Mg2 + Mg3 + \Psi 1 \cdot Mq = \quad 3.849{,}01 \quad \text{kN.m}$$

Como o maior momento solicitante (real) para a carga dada pela Combinação Frequente é menor que o momento (real) médio de fissuração, podemos calcular a flecha instantânea no **Estádio I**

11.1) A tempo infinito

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Poo \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Poo \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} \cdot (1 + \varphi) = \quad -0{,}0739 \quad \text{m} \quad \text{(devido a protensão)}$$

$$a1 = a_g \cdot (1 + \varphi) + a_q \cdot \Psi 2 = \quad 3{,}0 \cdot 0{,}022 + 0{,}5 \cdot 0{,}018 = 0{,}0742 \text{ m} \quad \text{Comb. Quase-permanente}$$

φ = 2,00 *Coeficiente de fluência dado pela tabela 8.1 da NBR 6118 - pág 25*

Portanto: a = 0,0003 m = 0,03 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

11.2) No ato da protensão

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Pi \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Pi \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} =$$ -0,0416 m (devido a protensão)

$$a1 = \frac{5 \cdot g0 \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot Ic} =$$ 0,0170 m

Portanto: a = -0,0246 m = -2,46 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

12) Dimensionamento ao Cisalhamento

12.1) Força cortante máxima com momento torsor concomitante

Para o dimensionamento da armadura transversal de combate a força cortante, será utilizado o modelo de cálculo I de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118

$Vsd = Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q} - Vsd_{,p}$

Para o cálculo de $Vsd_{,p}$ será adotado NPoo com γp=0,9 em toda a extensão do cabo (constante), sendo este esforço decomposto na vertical de acordo com o ângulo de inclinação do cabo.

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	365,00	292,00	219,00	146,00	73,00	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	274,00	243,60	213,10	182,70	152,20	121,80	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	903,75	759,60	615,30	471,15	326,85	182,70	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	º
$Vsd_{,p}$	-363,79	-339,21	-175,23	-45,60	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**539,96**	**420,39**	**440,07**	**425,55**	**326,85**	**182,70**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 539,96 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d =$$ 1.502,26 kN ≥ 539,96 kN **OK**

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) =$$ 0,860

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} =$$ 2,50 kN/cm²

$$bw = b - 0{,}5 \cdot \sum \phi =$$ 16,75 cm

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$$Vc = Vc0 \cdot \left(1 + \frac{M0}{Msd,máx}\right) \leq 2 \cdot Vc0$$

$Vc0 = 0{,}6 \cdot fctd \cdot bw \cdot d =$ 249,21 kN

$fctd = \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$ 0,16 kN/cm²

$M0 = NPoo \cdot ep + NPoo \cdot \frac{W\inf}{Ac} =$

Seção0	Seção1	Seção2	Seção3	Seção4	Seção5	
2.079,8	2.902,5	3.326,8	3.437,2	3.437,2	3.437,2	kN.m

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
498,42	498,42	467,13	420,76	399,31	393,31	kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
41,54	0,00	0,00	4,80	0,00	0,00	kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

α = 90 °
fywd = 43,48 kN/cm²
s = 100,0 cm
bw = 20,0 cm (médio da alma)

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ Asw =	0,69	0,00	0,00	0,08	0,00	0,00	cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	10,70	8,60	6,70	4,50	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	44,30	33,70	25,30	22,40	23,50	24,00	
Tsd = TRd3	80,90	62,16	47,00	39,68	38,22	36,00	kN.m

$he \leq \frac{A}{u}$ $he \geq 2 \cdot c1$

c1 = 5,50 cm
u = 727,00 cm

he ≤ 13,04 cm
he ≥ 11,00 cm

he = 13,04 cm Ae = 4.762,00 cm²

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 563,11 kN.m ≥ 80,90 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$$ 211,51 kN.m ≥ 80,90 kN.m **OK**

ue = 307,84 cm

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	1,95	1,50	1,13	0,96	0,92	0,87	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	4,59	3,00	2,57	2,57	2,57	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$$Asw \geq 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \operatorname{sen}\alpha \geq$$ 2,57 cm²/m

-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \leq 1{,}0$$

0,36 + 0,14 = 0,50 < 1,00 **OK**

12.2) Momento Torsor máximo com força cortante concomitante

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	365,00	292,00	219,00	146,00	73,00	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	225,50	77,30	64,60	53,30	145,80	115,70	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	831,00	510,15	392,55	277,05	317,25	173,55	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	°
$Vsd_{,p}$	-363,79	-339,21	-175,23	-45,60	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**467,21**	**170,94**	**217,32**	**231,45**	**317,25**	**173,55**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 467,21 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d =$$ 1.502,26 kN ≥ 467,21 kN **OK**

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
498,42	498,42	467,13	420,76	399,31	393,31	kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ Asw =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	10,70	8,60	6,70	4,50	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	54,00	52,10	41,30	33,20	22,20	22,20	
Tsd = TRd3	95,45	89,76	71,00	55,88	36,27	33,30	kN.m

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 563,11 kN.m ≥ 95,45 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$$ 211,51 kN.m ≥ 95,45 kN.m **OK**

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	2,30	2,17	1,71	1,35	0,88	0,80	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	4,61	4,34	3,43	2,70	2,57	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$$Asw \geq 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \operatorname{sen}\alpha \geq$$ 2,57 cm²/m

-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2}+\frac{Tsd}{TRd2}\leq 1{,}0$$

0,31 + 0,17 = 0,48 < 1,00 **OK**

12.3) Resumo das armaduras transversais

Portanto, será adotada armadura transversal que satisfaça os dois casos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	4,61	4,34	3,43	2,70	2,57	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

12.4) Verificação da fadiga

ψ1 = 0,5 para verificação das vigas

$$Vmáx = Vs,_g + \psi 1 \cdot Vs,_q - Vsd,_p \qquad \sigma s_{máx} = \frac{Vsw_{máx}}{Asw \cdot 0{,}9 \cdot d}$$

$$Vmín = Vs,_g - Vsd,_p \qquad \sigma s_{mín} = \frac{Vsw_{mín}}{Asw \cdot 0{,}9 \cdot d}$$

$$Vsw_{máx} = Vmáx - 0{,}5 \cdot Vc \qquad \Delta\sigma s = \sigma s_{máx} - \sigma s_{mín} \leq$$

$Vsw_{mín} = Vmín - 0{,}5 \cdot Vc$ **85,0 MPa** *NBR 6118-Tabela 23.2*

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Vmáx	138,21	74,59	150,32	191,75	149,10	60,90	[kN]
Vmín	1,21	-47,21	43,77	100,40	73,00	0,00	[kN]
$Vsw_{máx}$	-111,00	-174,62	-83,24	-18,63	-50,56	-135,75	[kN]
$Vsw_{mín}$	-248,00	-296,42	-189,79	-109,98	-126,66	-196,65	[kN]
$\sigma s_{máx}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
$\sigma s_{mín}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
$\Delta\sigma s$	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**MPa**
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

13) Cálculo das Perdas da Força de Protensão

13.1) Perdas Imediatas

a) Atrito

$$\Delta P(x) = Pi \cdot \left(1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}\right)$$

μ = 0,20 m^{-1}
k = 0,0020 rad/m

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
α_1 =	0,036	0,036	0,104	0,134	0,200	0,222	rad
α_2 =	0,018	0,018	0,068	0,075	0,112	0,133	rad
α_3 =	0,005	0,005	0,042	0,025	0,043	0,047	rad
α_4 =	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	rad
α_5 =	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	rad

$$P(x) = Pi \cdot (1 - \mu \cdot \alpha - k \cdot x)$$

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
P_0 =	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	kN
P_1 =	-686,12	-686,12	-683,56	-680,38	-676,51	-676,25	kN
P_2 =	-680,93	-680,93	-676,70	-670,29	-663,91	-661,42	kN
P_3 =	-677,01	-677,01	-667,80	-663,75	-654,93	-651,97	kN
P_4 =	-673,74	-673,74	-664,57	-660,54	-651,76	-648,81	kN
P_5 =	*-670,48*	*-670,48*	*-661,35*	*-657,34*	*-648,60*	*-645,67*	kN
	3,11%	*3,11%*	*4,43%*	*5,01%*	*6,27%*	*6,69%*	

Alongamentos dos cabos:

$$\Delta l = \frac{Pméd \cdot L}{Ap \cdot Ep}$$

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
L (m)	24,24	24,24	24,27	24,28	24,30	24,30	m
Δl (mm)	171,2	171,2	169,9	169,0	167,5	167,1	mm

Cabo 3

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,10 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}41 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-671,63} \quad \textit{kN}$$

Cabo 2

Caso 1 (x < a). Adotando a = 6,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}51 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-682,62} \quad \textit{kN}$$

Cabo 3

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,10 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}45 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-812,16} \quad \textit{kN}$$

Cabo 4

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}38 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-668,16} \quad \textit{kN}$$

Cabo 5

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}29 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-658,33} \quad \textit{kN}$$

Cabo 6

Caso 1 (x < a). Adotando a = 8,10 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}28 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-657,09} \quad \textit{kN}$$

c) Encurtamento imediato do concreto

$$\Delta\sigma p = \frac{\alpha p \cdot (\sigma cp + \sigma cg) \cdot (n-1)}{2 \cdot n}$$ (Perda média de protensão por cabo)

αp = 6,208
n = 6 (nº total de cabos)

$$\sigma cp = P_5 \cdot \left(\frac{1}{Ac} + \frac{ep_5{}^2}{Ic} \right) =$$ -16.377,48 kPa

$$\sigma cg = \frac{Mg0}{Ic} \cdot ep_5 =$$ 4.163,51 kPa

$$\Delta\sigma p = \frac{\alpha p \cdot (\sigma cp + \sigma cg) \cdot (n-1)}{2 \cdot n} =$$ -31.595,2 kPa

Perda Percentual: $\frac{\Delta\sigma p}{\sigma P_0} =$ -2,25%

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
P_5 =	-654,88	-654,88	-645,76	-641,75	-633,01	-630,08	kN
(kN)	5,36%	5,36%	6,68%	7,26%	8,52%	8,95%	

Portanto, o percentual médio devido às perdas imediatas no meio do vão (seção 5) vale:

$$\frac{P_0 - P_5}{P_0} =$$ **7,02% < 7,1% OK**

13.2) Perdas Progressivas

Como as ações permanentes são aplicadas parceladamente, em idades diferentes, é preciso considerar separadamente cada ação no tempo ti. O valor da perda de tensão para o cabo equivalente é a aplicação da fórmula derivada da tensão média (de acordo com o item 9.6.3.4 da NBR 6118):

$$\Delta\sigma p(\infty, t_0) = \frac{\varepsilon cs(t,t_0) \cdot Ep + \alpha p \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma c, p_{0g} + \alpha p \cdot \sum[\sigma c, g_i \cdot \varphi(t,t_i)] - \sigma p_0 \cdot \chi(t,t_0)}{1 - \alpha p \cdot \frac{\sigma c, p_0}{\sigma p_0} \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t,t_0)}{2}\right)}$$

Tempos reais, em dias:

g1 = 45 Guarda rodas + Laje
g2 = 60 Pavimento

Umidade relativa do ambiente 70 %
Temperatura média diária do ambiente 20 ºC
α = 2,0 para fluência *NBR 6118 - Anexo A*
α = 1,0 para retração *Tabela A.2 (pág 195)*

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot Ac}{u_{ar}}$$ $$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \cdot U)} =$$ 1,45

Idades fictícias, em dias:

t0 = 16 para retração
t0 = 33 para fluência
t0 = 90 para g1
t0 = 120 para g2

u_{ar} = 4,56 m

∴ h_{fic} = 0,602 m

Fluência:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot (\beta_f(t) - \beta_f(t_0)) + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

$$\varphi_a = 0{,}8 \cdot \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}\right) =$$

33	90	120	0	t_0 em dias
0,00	0,00	0,00	0,00	

$\varphi 1_c = 4{,}45 - 0{,}035 \cdot U =$ 2,00 (para abatimento entre 5 e 9 cm e U < 90%)

$\varphi 2_c = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} =$ 1,274 $\therefore$ $\varphi_{f\infty} = \varphi 1_c \cdot \varphi 2_c =$ 2,55

$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D}$, onde:

$A = 42 \cdot h^3 - 350 \cdot h^2 + 588 \cdot h + 113 =$ 349,37

$B = 768 \cdot h^3 - 3060 \cdot h^2 + 3234 \cdot h - 23 =$ 982,60

$C = -200 \cdot h^3 + 13 \cdot h^2 + 1090 \cdot h + 183 =$ 800,57

$D = 7579 \cdot h^3 - 31916 \cdot h^2 + 35343 \cdot h + 1931 =$ 13.296,30

Adotando-se t a tempo infinito, temos:

$t(\infty) =$ 18.250 dias (50 anos)

$\beta_f(\infty) =$ 0,98

$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D} =$

33	90	120	0	t_0 em dias
0,33	0,43	0,46	0,98	

$\varphi_{d\infty} =$ 0,4

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

33	90	120	0	t_0 em dias
0,997	0,997	0,997	0,000	

$\therefore$ $\varphi(\infty, t_0) =$

33	90	120	0	t_0 em dias
2,040	**1,782**	**1,707**	**0,000**	

Retração:

$$\varepsilon cs(t,t_0) = \varepsilon cs_\infty \cdot (\beta_s(t) - \beta_s(t_0))$$

$\varepsilon_{1s} = \left(-6{,}16 - \left(\frac{U}{484}\right) + \left(\frac{U^2}{1590}\right)\right) \cdot 10^{-4} =$ -3,22E-04
(para abatimento entre 5 e 9 cm e U < 90%)

$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20{,}8 + 3 \cdot h_{fic}} =$ 0,762 $\therefore$ $\varepsilon cs_\infty = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} =$ -2,45E-04

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\cdot\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\cdot\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\cdot\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\cdot\left(\frac{t}{100}\right) + E}$$, onde:

$A =$ 40,00

$B = 116\cdot h^3 - 282\cdot h^2 + 220\cdot h - 4{,}8 =$ 50,75

$C = 2{,}5\cdot h^3 - 8{,}8\cdot h + 40{,}7 =$ 35,95

$D = -75\cdot h^3 + 585\cdot h^2 + 496\cdot h - 6{,}8 =$ 487,83

$E = -169\cdot h^4 + 88\cdot h^3 + 584\cdot h^2 - 39\cdot h + 0{,}8 =$ 186,18

$\beta_S(\infty) =$ 1,00

$\beta_s(t_0) =$ 0,04 (para t0 = 16 dias)

$\therefore \quad \varepsilon cs(t,t_0) = \varepsilon cs_\infty \cdot (\beta_s(t) - \beta_s(t_0)) =$ **-2,37E-04**

Relaxação do aço:

$\sigma p_0 =$ 0,686 fptk $\quad \therefore \quad \Psi_{1000} =$ 2,33% (cabo equivalente) — *NBR 6118 Tabela 8.3 (pág 29)*

$$\Psi(\infty,t_0) = \Psi_{1000}\cdot\left(\frac{t-t_0}{41{,}67}\right)^{0{,}15} =$$ 0,058

$\chi(\infty,t_0) = -\ln(1-\Psi(\infty,t_0)) =$ **0,060**

Calculando-se separadamente as parcelas, temos:

$\varepsilon cs(t,t_0)\cdot Ep =$ -46.185,4 kN/m²

$\alpha p\cdot\varphi(t,t_0)\cdot\sigma c,p_{0g} =$ -157.781,0 kN/m²

$\alpha p\cdot\Sigma[\sigma c,g_i\cdot\varphi(t,t_i)] =$ 65.055,8 kN/m²

$\sigma p_0\cdot\chi(t,t_0) =$ 78.055,7 kN/m²

$$\alpha p\cdot\frac{\sigma c,p_0}{\sigma p_0} =$$ -0,08

$$\left(1+\frac{\varphi(t,t_0)}{2}\right) =$$ 2,02

$\therefore \quad \boxed{\Delta\sigma p(\infty,t_0) =$ **-185.721,6 kN/m²**$}$

$\Delta P\infty(c+s+r) = \Delta\sigma p(\infty,t_0)\cdot Ap =$ -549,92 kN/cabo

Portanto, o percentual médio devido às perdas progressivas no meio do vão (seção 5) vale:

$$\frac{\Delta P\infty(c+s+r)}{NP_0}\cdot 100 =$$ **14,25% < 14,5% OK**

A4.1.2 Dimensionamento da viga 3

1) Características dos materiais

1.1) Concreto

fck =	35	MPa
a/c <	0,55	
Eci =	33.130	MPa
Ecs =	28.161	MPa
c =	3,5	cm

Classe de Agressividade: II
fck ≥ 30 MPa

1.2) Aço para armadura passiva

Tipo	CA 50	
fyk =	500	MPa
Es =	210	GPa

1.3) Aço para armadura ativa
armadura pós tracionada

Tipo	CP 190 RB	
fptk =	1900	MPa
fpyk =	1710	MPa
Ep =	195	GPa

2) Características geométricas

2.1) Seção inicial

Seção	T	
h =	1,40	m
A =	0,5480	m²
Ix =	0,1345	m^4
yinf =	0,7115	m
ysup =	-0,6885	m
Winf =	0,1890	m³
Wsup =	-0,1953	m³

2.2) Seção final

Seção	T	
h =	1,60	m
A =	0,9480	m²
Ix =	0,2795	m^4
yinf =	1,0442	m
ysup =	-0,5558	m
Winf =	0,2677	m³
Wsup =	-0,5030	m³

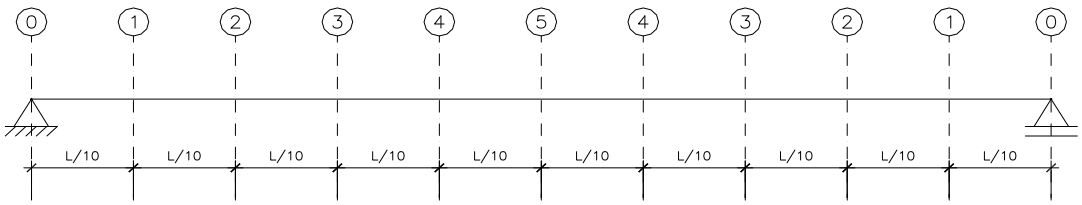
3) Carregamentos externos

Peso Próprio	(g0)	13,70	kN/m
Guarda rodas + Laje	(g1)	14,22	kN/m
Pavimento	(g2)	5,52	kN/m
	(g3)	0,00	kN/m
multidão + veículo	(q)	30,35	kN/m

4) Esforços Solicitantes

vão = 24,20 m

A viga será subdividida em décimos de vão, resultando em uma seção a cada 2,420 metros, conforme esquema a seguir:



4.1) Tensões Normais na seção 5 (meio do vão)

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	1.002,9
Mg1	1.041,1
Mg2	404,0
Mg3	
Mq	2.222,0

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-5,14	5,31
-0,195	0,189	-5,33	5,51
-0,195	0,189	-2,07	2,14
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-11,38	11,76

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,99	3,75
-0,503	0,268	-2,07	3,89
-0,503	0,268	-0,80	1,51
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-4,42	8,30

4.2) Tensões Normais na seção 1

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	361,0
Mg1	374,8
Mg2	145,4
Mg3	
Mq	799,9

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-1,85	1,91
-0,195	0,189	-1,92	1,98
-0,195	0,189	-0,74	0,77
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-4,10	4,23

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-0,72	1,35
-0,503	0,268	-0,75	1,40
-0,503	0,268	-0,29	0,54
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-1,59	2,99

4.3) Tensões Normais na seção 2

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	641,9
Mg1	666,3
Mg2	258,6
Mg3	
Mq	1.422,1

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-3,29	3,40
-0,195	0,189	-3,41	3,53
-0,195	0,189	-1,32	1,37
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-7,28	7,53

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,28	2,40
-0,503	0,268	-1,32	2,49
-0,503	0,268	-0,51	0,97
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-2,83	5,31

4.4) Tensões Normais na seção 3

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	842,4
Mg1	874,5
Mg2	339,4
Mg3	
Mq	1.866,5

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,31	4,46
-0,195	0,189	-4,48	4,63
-0,195	0,189	-1,74	1,80
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-9,56	9,88

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,67	3,15
-0,503	0,268	-1,74	3,27
-0,503	0,268	-0,67	1,27
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-3,71	6,97

4.5) Tensões Normais na seção 4

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	962,8
Mg1	999,5
Mg2	387,8
Mg3	
Mq	2.133,1

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,93	5,09
-0,195	0,189	-5,12	5,29
-0,195	0,189	-1,99	2,05
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-10,92	11,29

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,91	3,60
-0,503	0,268	-1,99	3,73
-0,503	0,268	-0,77	1,45
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-4,24	7,97

4.6) Tensões Normais (seção 5 - meio do vão) devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm

Ap =	0,987	cm²
σpi <	1.402,2	MPa
NPi =	-138,4	kN
NPo =	-141,4	kN
NPoo =	-109,5	kN

Adotando-se as seguintes perdas:
IMEDIATAS = 7,1 %
PROGRESSIVAS = 13,8 %
γp = 1,1
γf = 1,0
NBR 6118 - Item 17.2.4.3 (pág 109)

Adotando-se a distância do cabo equivalente de protensão à fibra inferior da seção yo= 14 cm, temos:

e = yinf - yo = 0,9042 m

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} =$$ 81,33 kPa

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} =$$ -485,23 kPa

5) Dimensionamento da armadura de protensão

Tipo de Protensão: limitada *NBR 6118 - Tabela 13.3 (pág 72)*

Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço
ELS-F (formação de fissuras)	Combinação Frequente
ELS-D (descompressão)	Combinação Quase-permanente

ψ0 =	0,7
ψ1 =	0,8
ψ2 =	0,5

NBR 8681 - Tabela 6 (pág 13)

5.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0{,}21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

n * -485,2 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 6.640 ≤ 2.696,4 kPa

n ≥ 28 cordoalhas

Fibra Superior:

28 * 81,3 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -3.534 ≤ -24.500,0 kPa

-6.124,2 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

5.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

n * -485,2 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 4.150 ≤ 0,0 kPa

n ≥ 28 cordoalhas

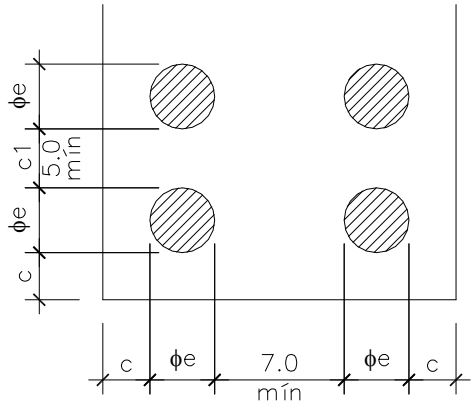
Fibra Superior:

28 * 81,3 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -2.209 ≤ -24.500,0 kPa

-4.798,9 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

6) Verificação das Tensões Normais na seção 5 devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm, com excentricidades finais



Número de cabos por camada:

c =	5,50 cm	1ª Camada	3
ϕe =	5,0 cm	2ª Camada	2
c1 =	5,0 cm	3ª Camada	1
nº de camadas =	3		

∴ yf = 14,7 cm

Portanto, a excentricidade final será:

ep = yinf - yf = **0,898** m
(ep = excentricidade do cabo equivalente em relação ao baricentro da seção do concreto)

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} =$$ 79,88 kPa

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} =$$ -482,51 kPa

7) Verificação da armadura de protensão

7.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0{,}21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

30 -482,5 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 6.640 ≤ 2.696,4 kPa

1.309,3 ≤ 2.696,4 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,9 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -3.534 ≤ -24.500,0 kPa

-6.005,1 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

7.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

30 -482,5 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 4.150 ≤ 0,0 kPa

-1.180,8 ≤ 0,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,9 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -2.209 ≤ -24.500,0 kPa

-4.679,7 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

8) Verificação do Estado Limite Último de Ruptura no ato da Protensão

Número de etapas de protensão: 2
1ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 7 dias, mobilizando g0
2ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 21 dias, mobilizando g0

Concreto convencional com processo normal de cura.
Tipo de cimento: CP-II
s = 0,25

		1ª Etapa	2ª Etapa		
$fckj = \beta 1 \cdot fck$	=	27,26	33,67	0,00	MPa
$\beta 1 = e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)}$	=	0,7788	0,9621	0,0000	
$fctmj = 0{,}3 \cdot fckj^{\frac{2}{3}}$	=	2,72	3,13	0,00	MPa

8.1) Tensões normais devidas à protensão de <u>um (01)</u> cabo no instante da protensão

$\sigma \sup = \frac{NPo}{Ac} - \frac{NPo \cdot e}{W \sup} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	996,26 kPa	634,17 kPa	272,08 kPa	0,00	0,00
$\sigma \inf = \frac{NPo}{Ac} + \frac{NPo \cdot e}{W \inf} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	-3.653,59 kPa	-3.279,39 kPa	-2.905,18 kPa	0,00	0,00

8.2) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **7** dias:

<u>Fibra Inferior:</u>

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 6 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 3ª Camada**

<u>Fibra Superior:</u>

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 13 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 30 cabos na 3ª Camada**

8.3) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **21** dias:

Fibra Inferior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 9 cabos na 3ª Camada**

Fibra Superior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 14 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 32 cabos na 3ª Camada**

8.5) Resumo das fases de protensão

Número de cabos a serem protendidos por camada (na seção do meio do vão), em etapas:

	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada			σsup	σinf	
1ª Etapa	1		1			-3.867,0	-1.251,6	OK OK
2ª Etapa	2	2				-606,1	-15.117,5	OK OK
						kPa	kPa	

1ª Etapa: Protensão de 2 cabos aos 7 dias.
2ª Etapa: Protensão de 4 cabos aos 21 dias.
0 0

8.6) Verificação da protensão para transporte da viga (Seção 5)

Análise para o 7º dia após concretagem com a protensão de **2** cabos

NPi = -1.384,0 kN
e p = 0,5215 m

$$\sigma \sup = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep + Mgo)}{W \sup} =$$ -3.965 **kPa** **<** -19.081 **kPa** **OK**

$$\sigma \inf = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep - Mgo)}{W \inf} =$$ -1.038 **kPa** **<** 3.261 **kPa** **OK**

9) Cálculo da armadura frouxa no Estado Limite Último (armaduras aderentes)

bw =	20,0	cm	Ap =	29,61	cm^2	αp =	6,9246	
h =	160,0	cm	P_{oo} =	3.284,16	kN	ρp =	0,0031	
dp =	145,3	cm	Aço =	CP 190 RB		ηp =	3,7320	
d =	154,5	cm	Msd =	6.637,81	kN.m	$\varepsilon pré$ =	5,5323	‰
fck =	35,0	MPa	Nsd =	0,00	kN	t =	8,78	cm
γp =	0,9		Ep =	19.500	kN/cm^2	t =	8,78	cm
bf =	251,5	cm	Es =	21.000	kN/cm^2	x =	0,071	d
hf =	20,0	cm				DOMÍNIOS 1/2		

OK!!!
OK!!!
OK!!!

x / d	x (cm)	εc (‰)	εs (‰)	Δεp (‰)	εp (‰)	σsd (kN/cm²)	σpd (kN/cm²)	Rcd,w (kN)	Rcd,f (kN)	Rpd (kN)	As (cm²)	MRd (kN.m)
0,071	10,97	0,76	10,00	9,36	14,89	43,48	148,70	373,07	4.318,3	4.402,9	6,63	6.639

Asmín = 0,1 % Ac = 5,48 cm²

Portanto, a armadura frouxa a ser usada será: **As = 6,63 cm²** (5 ϕ 20) **OK**

A armadura de pele a ser usada será: **As,pele = 3,20 cm²/face** (ϕ 8 c/ 20) **OK**

10) Cálculo das excentricidades máximas e mínimas do cabo equivalente de protensão

Para a verificação do ELS-F: Combinação Frequente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{-fct,f + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-D: Combinação Quase-permanente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{\sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: (Fibra superior)

$$ep \leq \left(\frac{-1{,}2 \cdot fctmj - \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{sup}$$

Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: (Fibra Inferior)

$$ep \leq \left(\frac{0{,}7 \cdot fckj + \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

10.1) Seção 5 (meio do vão)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,452 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,469 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,516 m	0,766 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,914 m	0,941 m

Portanto: 0,469 ≤ ep ≤ 0,766

10.2) Seção 4

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,400 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,425 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,487 m	0,756 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,885 m	0,932 m

Portanto: 0,425 ≤ ep ≤ 0,756

10.3) Seção 3

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,246 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,295 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,402 m	0,728 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,800 m	0,904 m

Portanto: 0,295 ≤ ep ≤ 0,728

10.4) Seção 2

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,011 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,079 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,260 m	0,680 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,659 m	0,856 m

Portanto: 0,079 ≤ ep ≤ 0,680

10.5) Seção 1

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,372 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,225 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,062 m	0,614 m

Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: ep ≤ 2,460 m 0,790 m

Portanto: -0,225 ≤ ep ≤ 0,614

10.6) Seção 0 (apoio)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,835 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,615 m

		1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep ≤	0,807 m	0,529 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep ≤	2,205 m	0,705 m

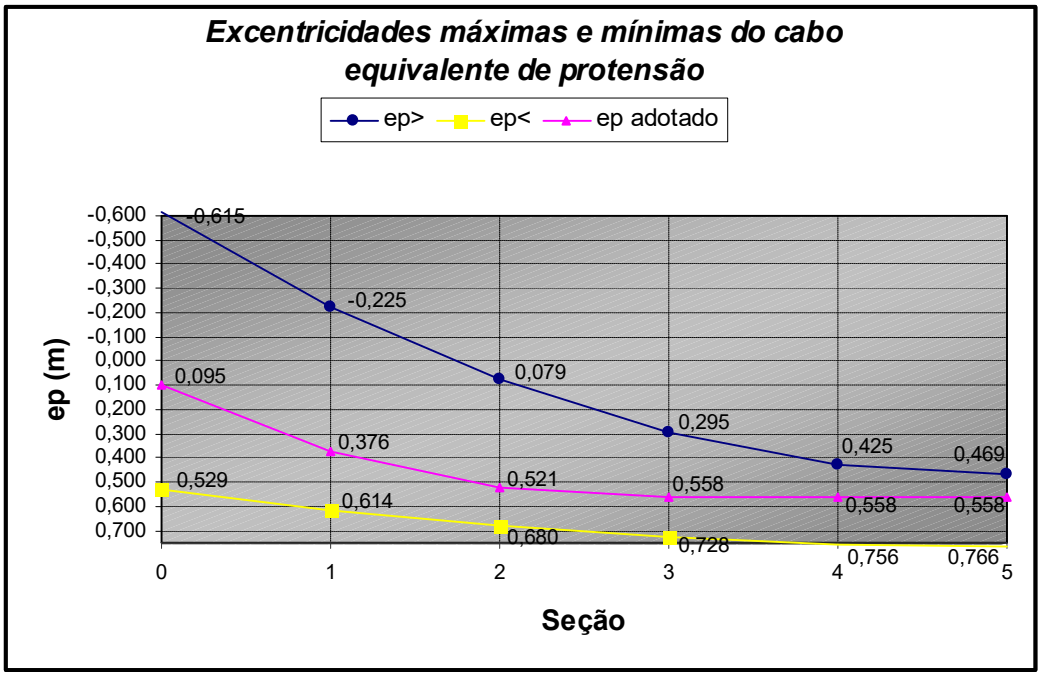
Portanto: -0,615 ≤ ep ≤ 0,529

10.7) Excentricidades adotas (cabo equivalente)

Número total de cabos: 6
Distância da face da viga ao centro da ancoragem: 0,15 m

		(m)	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
Seção	0	yf	0,200	0,200	0,450	0,700	0,950	1,200	
		ep	**0,095**						**OK**
Seção	1	yf	0,118	0,118	0,238	0,383	0,481	0,677	
		ep	**0,376**						**OK**
Seção	2	yf	0,084	0,084	0,127	0,224	0,250	0,377	
		ep	**0,521**						**OK**
Seção	3	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Seção	4	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Seção	5	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						**OK**
Ângulo de saída			**2,1**	**2,1**	**6,1**	**7,9**	**11,6**	**13,0**	°

yf = distância da face inferior da seção ao eixo do cabo na camada *n*



11) Cálculo das Deformações

$$fctm,fl = \alpha \cdot fctm = \alpha \cdot 0{,}3 \cdot fck^{\frac{2}{3}} =$$ 3,85 MPa

$$Mr,médio = P \cdot ep + W\inf \cdot \left(fctm,fl + \frac{P}{Ac} \right) =$$ 4.884,40 kN.m

$$Mcf = Mg0 + Mg1 + Mg2 + Mg3 + \Psi 1 \cdot Mq =$$ 4.225,61 kN.m

Como o maior momento solicitante (real) para a carga dada pela Combinação Frequente é menor que o momento (real) médio de fissuração, podemos calcular a flecha instantânea no **Estádio I**

11.1) A tempo infinito

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Poo \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Poo \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} \cdot (1 + \varphi) =$$ -0,0745 m (devido a protensão)

$$a1 = a_g \cdot (1 + \varphi) + a_q \cdot \Psi 2 =$$ 3,0 · 0,021 + 0,5 · 0,017 = 0,0729 m Comb. Quase-permanente

φ = 2,00 *Coeficiente de fluência dado pela tabela 8.1 da NBR 6118 - pág 25*

Portanto: a = -0,0017 m = -0,17 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

11.2) No ato da protensão

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Pi \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Pi \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} =$$ -0,0416 m (devido a protensão)

$$a1 = \frac{5 \cdot g0 \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot Ic} =$$ 0,0170 m

Portanto: a = -0,0246 m = -2,46 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

12) Dimensionamento ao Cisalhamento

12.1) Força cortante máxima com momento torsor concomitante

Para o dimensionamento da armadura transversal de combate a força cortante, será utilizado o modelo de cálculo I de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118

$Vsd = Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q} - Vsd_{,p}$

Para o cálculo de $Vsd_{,p}$ será adotado NPoo com γp=0,9 em toda a extensão do cabo (constante), sendo este esforço decomposto na vertical de acordo com o ângulo de inclinação do cabo.

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	392,00	313,60	235,20	156,80	78,40	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	400,00	355,60	311,10	266,70	230,10	195,20	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	1.129,20	956,76	784,17	611,73	450,99	292,80	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	º
$Vsd_{,p}$	-367,04	-342,24	-176,79	-46,00	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**762,16**	**614,52**	**607,38**	**565,73**	**450,99**	**292,80**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 762,16 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d =$$ 1.502,26 kN ≥ 762,16 kN **OK**

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) =$$ 0,860

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} =$$ 2,50 kN/cm²

$$bw = b - 0{,}5 \cdot \sum \phi =$$ 16,75 cm

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$$Vc = Vc0 \cdot \left(1 + \frac{M0}{Msd,máx}\right) \leq 2 \cdot Vc0$$

$Vc0 = 0{,}6 \cdot fctd \cdot bw \cdot d =$ 249,21 kN

$fctd = \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$ 0,16 kN/cm²

$M0 = NPoo \cdot ep + NPoo \cdot \frac{W\inf}{Ac} =$

Seção0	Seção1	Seção2	Seção3	Seção4	Seção5	
2.098,4	2.928,5	3.356,6	3.467,9	3.467,9	3.467,9	kN.m

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
498,42	498,42	449,11	406,57	386,90	381,39	kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
263,74	116,11	158,27	159,15	64,09	0,00	kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

α = 90 °
fywd = 43,48 kN/cm²
s = 100,0 cm
bw = 20,0 cm (médio da alma)

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ Asw =	4,36	1,92	2,62	2,63	1,06	0,00	cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	6,10	5,80	5,10	3,90	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	27,40	25,90	23,40	21,20	16,20	11,60	
Tsd = TRd3	49,34	46,68	41,99	37,07	27,27	17,40	kN.m

$he \leq \frac{A}{u}$ $he \geq 2 \cdot c1$

c1 = 5,50 cm
u = 864,00 cm

he ≤ 10,97 cm
he ≥ 11,00 cm

he = 11,00 cm Ae = 5.279,00 cm²

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 624,24 kN.m ≥ 49,34 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$$ 228,42 kN.m ≥ 49,34 kN.m **OK**

ue = 316,00 cm

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	1,07	1,02	0,91	0,81	0,59	0,38	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	6,51	3,95	4,45	4,25	2,57	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$$Asw \geq 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \operatorname{sen}\alpha \geq$$ 2,57 cm²/m

-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \leq 1{,}0$$

0,51 + 0,08 = 0,59 < 1,00 **OK**

12.2) Momento Torsor máximo com força cortante concomitante

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	392,00	313,60	235,20	156,80	78,40	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	129,30	122,10	98,40	68,60	44,50	19,20	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	723,15	606,51	465,12	314,58	172,59	28,80	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	º
$Vsd_{,p}$	-367,04	-342,24	-176,79	-46,00	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**356,11**	**264,27**	**288,33**	**268,58**	**172,59**	**28,80**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 356,11 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d =$$ 1.502,26 kN ≥ 356,11 kN **OK**

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
498,42	498,42	449,11	406,57	386,90	381,39	kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ Asw =	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	6,10	5,80	5,10	3,90	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	80,50	80,30	75,20	60,30	40,00	23,40	
Tsd = TRd3	128,99	128,28	119,69	95,72	62,97	35,10	kN.m

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 624,24 kN.m ≥ 128,99 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$$ 228,42 kN.m ≥ 128,99 kN.m **OK**

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	2,81	2,79	2,61	2,09	1,37	0,76	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	5,62	5,59	5,21	4,17	2,74	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$$Asw \geq 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \operatorname{sen}\alpha \geq$$ 2,57 cm²/m

-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \leq 1{,}0$$

0,24 + 0,21 = 0,44 < 1,00 **OK**

12.3) Resumo das armaduras transversais

Portanto, será adotada armadura transversal que satisfaça os dois casos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	6,51	5,59	5,21	4,25	2,74	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

12.4) Verificação da fadiga

ψ1 = 0,5 para verificação das vigas

$$Vmáx = Vs,_g + \psi 1 \cdot Vs,_q - Vsd,_p \qquad \sigma s_{máx} = \frac{Vsw_{máx}}{Asw \cdot 0{,}9 \cdot d}$$

$$Vmín = Vs,_g - Vsd,_p \qquad \sigma s_{mín} = \frac{Vsw_{mín}}{Asw \cdot 0{,}9 \cdot d}$$

$$Vsw_{máx} = Vmáx - 0{,}5 \cdot Vc \qquad \Delta\sigma s = \sigma s_{máx} - \sigma s_{mín} \leq$$

$Vsw_{mín} = Vmín - 0{,}5 \cdot Vc$ **85,0** **MPa** *NBR 6118-Tabela 23.2*

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Vmáx	224,96	149,16	213,96	244,15	193,45	97,60	[kN]
Vmín	24,96	-28,64	58,41	110,80	78,40	0,00	[kN]
$Vsw_{máx}$	-24,25	-100,05	-10,60	40,86	0,00	-93,10	[kN]
$Vsw_{mín}$	-224,25	-277,85	-166,15	-92,49	-115,05	-190,70	[kN]
$\sigma s_{máx}$	0,00	0,00	0,00	46,77	0,00	0,00	MPa
$\sigma s_{mín}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	MPa
$\Delta\sigma s$	**0,00**	**0,00**	**0,00**	**46,77**	**0,00**	**0,00**	**MPa**
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

13) Cálculo das Perdas da Força de Protensão

13.1) Perdas Imediatas

a) Atrito

$$\Delta P(x) = Pi \cdot \left(1 - e^{-(\mu\alpha + kx)}\right)$$

μ = 0,20 m^{-1}
k = 0,0020 rad/m

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
α_1 =	0,036	0,036	0,104	0,134	0,200	0,222	rad
α_2 =	0,018	0,018	0,068	0,075	0,112	0,133	rad
α_3 =	0,005	0,005	0,042	0,025	0,043	0,047	rad
α_4 =	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	rad
α_5 =	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	rad

$$P(x) = Pi \cdot (1 - \mu \cdot \alpha - k \cdot x)$$

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
P_0 =	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	*-691,99*	kN
P_1 =	-686,12	-686,12	-683,56	-680,38	-676,51	-676,25	kN
P_2 =	-680,93	-680,93	-676,70	-670,29	-663,91	-661,42	kN
P_3 =	-677,01	-677,01	-667,80	-663,75	-654,93	-651,97	kN
P_4 =	-673,74	-673,74	-664,57	-660,54	-651,76	-648,81	kN
P_5 =	*-670,48*	*-670,48*	*-661,35*	*-657,34*	*-648,60*	*-645,67*	kN
	3,11%	*3,11%*	*4,43%*	*5,01%*	*6,27%*	*6,69%*	

Alongamentos dos cabos:

$$\Delta l = \frac{Pméd \cdot L}{Ap \cdot Ep}$$

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
L (m)	24,24	24,24	24,27	24,28	24,30	24,30	m
Δl (mm)	171,2	171,2	169,9	169,0	167,5	167,1	mm

b) Acomodação das ancoragens (encunhamento)

δ = 6,0 mm

Cabo 1

Caso 1 (x < a). Adotando a = 6,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4,51 \text{ m} \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-682,62 kN}$$

Cabo 2

Caso 1 (x < a). Adotando a = 6,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4,51 \text{ m} \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-682,62 kN}$$

Cabo 3

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,10 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}41 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-671,63} \quad \textit{kN}$$

Cabo 4

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}38 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-668,16} \quad \textit{kN}$$

Cabo 5

Caso 1 (x < a). Adotando a = 7,60 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}29 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-658,33} \quad \textit{kN}$$

Cabo 6

Caso 1 (x < a). Adotando a = 8,10 m (a perda é absorvida no trecho parabólico)

$$x = \sqrt{\frac{Ap \cdot Ep \cdot \delta}{\mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right) \cdot P_0}} = \quad 4{,}28 \quad m \quad \textbf{OK!!!}$$

$$P_{0'} = P_0 \cdot \left[1 - 2 \cdot x \cdot \mu \cdot \left(\frac{\alpha}{a} + k\right)\right] = \quad \textit{-657,09} \quad \textit{kN}$$

c) Encurtamento imediato do concreto

$$\Delta\sigma p = \frac{\alpha p \cdot (\sigma cp + \sigma cg) \cdot (n-1)}{2 \cdot n}$$ (Perda média de protensão por cabo)

αp = 6,208
n = 6 (nº total de cabos)

$$\sigma cp = P_5 \cdot \left(\frac{1}{Ac} + \frac{ep_5{}^2}{Ic} \right) =$$ -16.377,48 kPa

$$\sigma cg = \frac{Mg0}{Ic} \cdot ep_5 =$$ 4.163,51 kPa

$$\Delta\sigma p = \frac{\alpha p \cdot (\sigma cp + \sigma cg) \cdot (n-1)}{2 \cdot n} =$$ -31.595,2 kPa

Perda Percentual: $\frac{\Delta\sigma p}{\sigma P_0} =$ -2,25%

	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
P_5 =	-654,88	-654,88	-645,76	-641,75	-633,01	-630,08	kN
(kN)	5,36%	5,36%	6,68%	7,26%	8,52%	8,95%	

Portanto, o percentual médio devido às perdas imediatas no meio do vão (seção 5) va

$$\frac{P_0 - P_5}{P_0} =$$ **7,02% < 7,1% OK**

13.2) Perdas Progressivas

Como as ações permanentes são aplicadas parceladamente, em idades diferentes, é preciso considerar separadamente cada ação no tempo ti. O valor da perda de tensão para o cabo equivalente é a aplicação da fórmula derivada da tensão média (de acordo com o item 9.6.3.4 da NBR 6118):

$$\Delta\sigma p(\infty, t_0) = \frac{\varepsilon cs(t,t_0) \cdot Ep + \alpha p \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma c, p_{0g} + \alpha p \cdot \Sigma[\sigma c, g_i \cdot \varphi(t,t_i)] - \sigma p_0 \cdot \chi(t,t_0)}{1 - \alpha p \cdot \frac{\sigma c, p_0}{\sigma p_0} \cdot \left(1 + \frac{\varphi(t,t_0)}{2}\right)}$$

Tempos reais, em dias:

g1 = 45 Guarda rodas + Laje
g2 = 60 Pavimento

Umidade relativa do ambiente 70 %
Temperatura média diária do ambiente 20 ºC
α = 2,0 para fluência *NBR 6118 - Anexo A*
α = 1,0 para retração *Tabela A.2 (pág 195)*

$$h_{fic} = \gamma \cdot \frac{2 \cdot Ac}{u_{ar}}$$ $$\gamma = 1 + e^{(-7,8+0,1 \cdot U)} =$$ 1,45

Idades fictícias, em dias:

t0 = 16 para retração
t0 = 33 para fluência
t0 = 90 para g1
t0 = 120 para g2

u_{ar} = 4,88 m

∴ h_{fic} = 0,563 m

Fluência:

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_a + \varphi_{f\infty} \cdot (\beta_f(t) - \beta_f(t_0)) + \varphi_{d\infty} \cdot \beta_d$$

$$\varphi_a = 0{,}8 \cdot \left(1 - \frac{f_c(t_0)}{f_c(t_\infty)}\right) =$$

33	90	120	0	t_0 em dias
0,00	0,00	0,00	0,00	

$\varphi 1_c = 4{,}45 - 0{,}035 \cdot U =$ 2,00 (para abatimento entre 5 e 9 cm e U < 90%)

$\varphi 2_c = \frac{42 + h_{fic}}{20 + h_{fic}} =$ 1,288 $\therefore$ $\varphi_{f\infty} = \varphi 1_c \cdot \varphi 2_c =$ 2,58

$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D}$, onde:

$A = 42 \cdot h^3 - 350 \cdot h^2 + 588 \cdot h + 113 =$ 340,65

$B = 768 \cdot h^3 - 3060 \cdot h^2 + 3234 \cdot h - 23 =$ 964,98

$C = -200 \cdot h^3 + 13 \cdot h^2 + 1090 \cdot h + 183 =$ 765,30

$D = 7579 \cdot h^3 - 31916 \cdot h^2 + 35343 \cdot h + 1931 =$ 13.066,65

Adotando-se t a tempo infinito, temos:

$t(\infty) =$ 18.250 dias (50 anos)

$\beta_f(\infty) =$ 0,98

$\beta_f(t) = \frac{t^2 + A \cdot t + B}{t^2 + C \cdot t + D} =$

33	90	120	0	t_0 em dias
0,34	0,44	0,47	0,98	

$\varphi_{d\infty} =$ 0,4

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

33	90	120	0	t_0 em dias
0,997	0,997	0,997	0,000	

$\therefore$ $\varphi(\infty, t_0) =$

33	90	120	0	t_0 em dias
2,051	**1,781**	**1,703**	**0,000**	

Retração:

$$\varepsilon cs(t,t_0) = \varepsilon cs_\infty \cdot (\beta_s(t) - \beta_s(t_0))$$

$$\varepsilon_{1s} = \left(-6{,}16 - \left(\frac{U}{484}\right) + \left(\frac{U^2}{1590}\right)\right) \cdot 10^{-4} =$$ -3,22E-04
(para abatimento entre 5 e 9 cm e U < 90%)

$\varepsilon_{2s} = \frac{33 + 2 \cdot h_{fic}}{20{,}8 + 3 \cdot h_{fic}} =$ 0,767 $\therefore$ $\varepsilon cs_\infty = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s} =$ -2,47E-04

$$\beta_s(t) = \frac{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + A\cdot\left(\frac{t}{100}\right)^2 + B\cdot\left(\frac{t}{100}\right)}{\left(\frac{t}{100}\right)^3 + C\cdot\left(\frac{t}{100}\right)^2 + D\cdot\left(\frac{t}{100}\right) + E}$$, onde:

$A =$ 40,00

$B = 116\cdot h^3 - 282\cdot h^2 + 220\cdot h - 4{,}8 =$ 50,38

$C = 2{,}5\cdot h^3 - 8{,}8\cdot h + 40{,}7 =$ 36,19

$D = -75\cdot h^3 + 585\cdot h^2 + 496\cdot h - 6{,}8 =$ 444,72

$E = -169\cdot h^4 + 88\cdot h^3 + 584\cdot h^2 - 39\cdot h + 0{,}8 =$ 162,80

$\beta_S(\infty) =$ 1,00

$\beta_s(t_0) =$ 0,04 (para t0 = 16 dias)

$\therefore \quad \varepsilon cs(t,t_0) = \varepsilon cs_\infty \cdot (\beta_s(t) - \beta_s(t_0)) =$ **-2,38E-04**

Relaxação do aço:

$\sigma p_0 =$ 0,686 fptk $\quad \therefore \quad \Psi_{1000} =$ 2,33% (cabo equivalente) *NBR 6118 Tabela 8.3 (pág 29)*

$$\Psi(\infty,t_0) = \Psi_{1000}\cdot\left(\frac{t-t_0}{41{,}67}\right)^{0{,}15} = 0{,}058$$

$$\chi(\infty,t_0) = -\ln(1-\Psi(\infty,t_0)) =$$ **0,060**

Calculando-se separadamente as parcelas, temos:

$\varepsilon cs(t,t_0)\cdot Ep =$ -46.336,4 kN/m²

$\alpha p\cdot\varphi(t,t_0)\cdot\sigma c,p_{0g} =$ -158.653,6 kN/m²

$\alpha p\cdot\Sigma[\sigma c,g_i\cdot\varphi(t,t_i)] =$ 72.885,5 kN/m²

$\sigma p_0\cdot\chi(t,t_0) =$ 78.055,7 kN/m²

$$\alpha p\cdot\frac{\sigma c,p_0}{\sigma p_0} =$$ -0,08

$$\left(1+\frac{\varphi(t,t_0)}{2}\right) =$$ 2,03

$\therefore \quad \boxed{\Delta\sigma p(\infty,t_0) =}$ **-179.823,3 kN/m²**

$\Delta P\infty(c+s+r) = \Delta\sigma p(\infty,t_0)\cdot Ap =$ -532,46 kN/cabo

Portanto, o percentual médio devido às perdas progressivas no meio do vão (seção 5) vale:

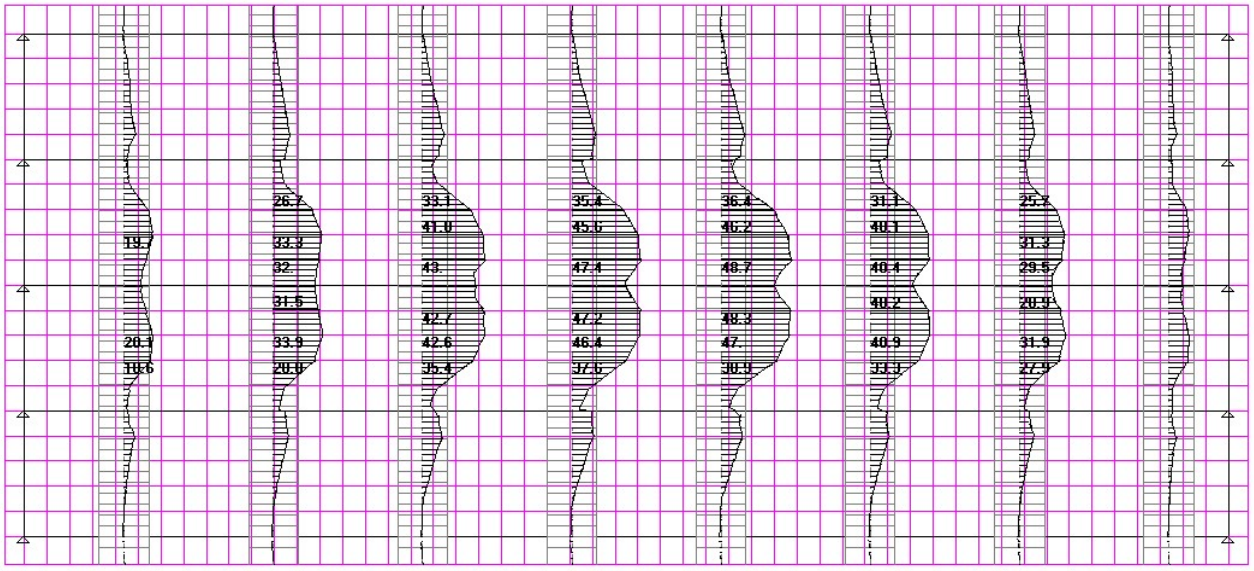
$$\frac{\Delta P\infty(c+s+r)}{NP}\cdot 100 =$$ **13,79% < 13,8% OK**

4. Dimensionamento da laje

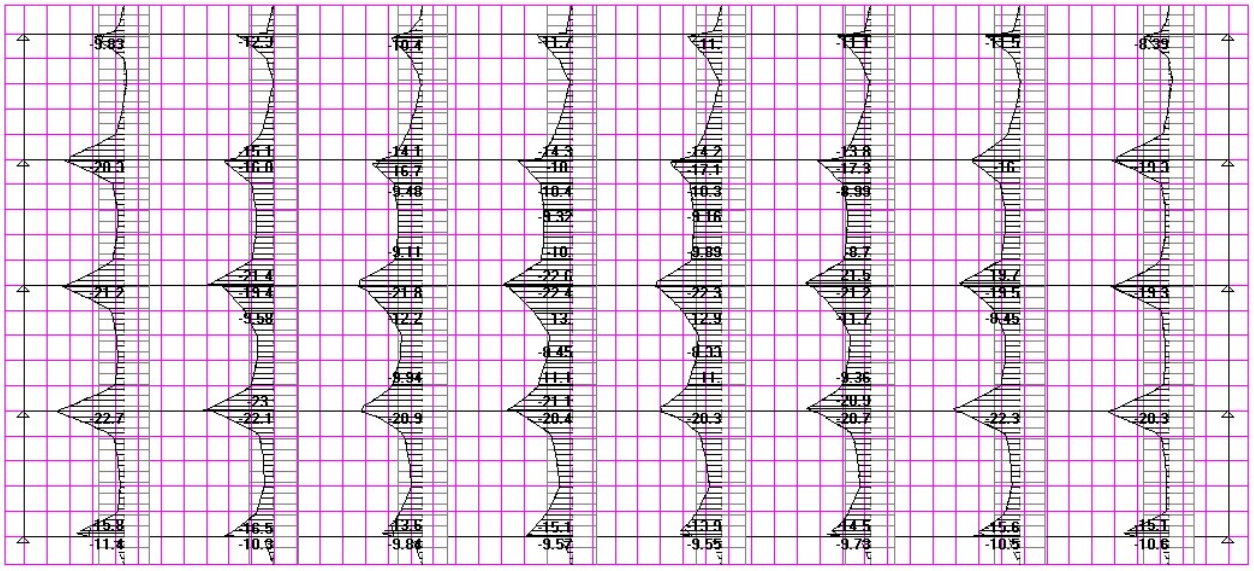
Os esforços solicitantes adotados para o dimensionamento da laje serão obtidos através do pocessamento do modelo de placa sobre grelha através da utilização do programa computacional *STRAP*.
Os resultados são apresentados através das envoltórias dos máximos e mínimo esforços solicitantes, considerando todos os caregametos pertinentes como: peso próprio, TT45, Itaipú e CVC.

A4.5.1 Momento transversal obtido através de processamento computacional

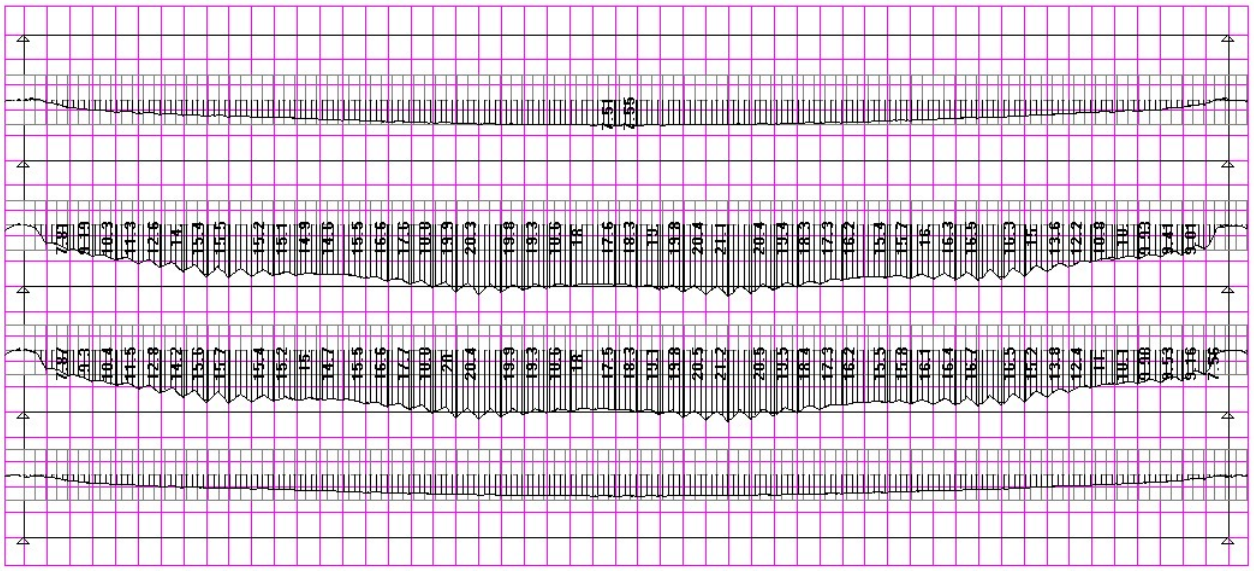
a) Envoltória dos máximos momentos fletores transversais



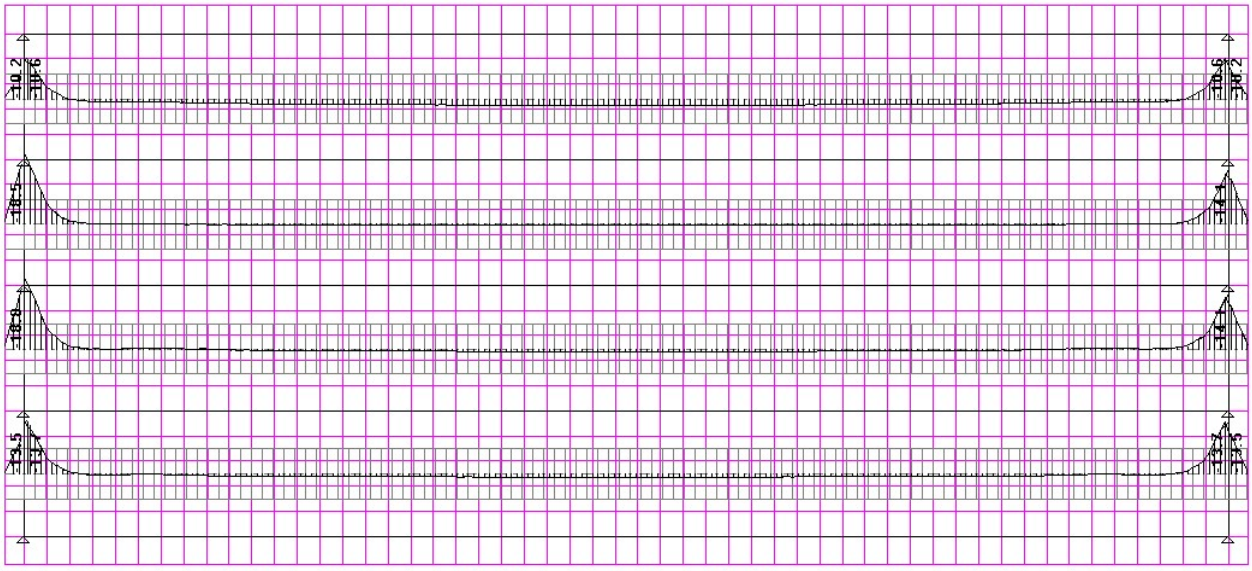
b) Envoltória dos mínimos momentos fletores transversais



c) Envoltória dos máximos momentos fletores longitudinais



d) Envoltória dos mínimos momentos fletores longitudinais


19.2
19.6
19.2
18.5
18.9
18.5
13.5
13.9
13.5

Para um vão de 2,515m, temos o seguinte fator de impacto:

$\varphi = 1,4 - 0,007 * 2,515 = 1,3823$

A4.5.2 Dimensionamento à flexão

a) Verificação das lajotas pré-moldadas

pp = 25 * 0,07 = 1,75 kN/m²
laje = 25 * 0,13 = 3,25 kN/m²

Mmáx = 5 * 2,515² / 8 =3,95 kNm/m

bw = 100 cm
h = 7,0 cm
d = 3,5 cm ⇒ As = 4,0 cm²/m

b) Momento positivo transversal

Mmáx = -3,0 + 71,5 = 68,5 kNm (Itaipu)
bw = 100 cm
h = 20 cm
d = 16 cm ⇒ As = 13,0 cm²/m (adotado **8 ϕ 16,0 /m → 4 ϕ 16,0 /placa**)

Fadiga

Para ϕ 12,5 temos: $\Delta f_{sd,fad,mín}$ = 190 MPa

$M_{máx}$ = -3,0 + 0,8 * 32,4 = 22,9 kNm (TT45)

$\sigma_{smáx}$ = 93,1 MPa

$M_{mín}$ = -3,0 + 0,8 * -7,7 = -9,2 kNm (TT45)

$\sigma_{smín}$ = - 31,7 MPa

$\Delta\sigma_s$ = 93,1 + 31,7 = **124,8 MPa** < $\Delta f_{sd,fad,mín}$ ∴ OK!!!

Fissuração

$M_{máx}$ = -3,0 + 0,8 * 71,5 = 54,2 kNm (Itaipu)

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS
SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	100	cm	As =	16,00	cm^2
h =	20	cm	Asc1 =	0,00	cm^2
bf =	0	cm	Asc2 =	4,00	cm^2
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	16	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	4,0	cm	αe =	15,00	
Mk =	54,2	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	16	mm	ηi =	2,25	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	0	mm

Resultados:

Ac =	2.000,00	cm^2	Número de Camadas:	1	
yt =	10,00	cm			
Io =	66.667	cm^4		Q	ϕ (mm)
α =	1,50	Seção Retangular	1ª Camada	8	16,0
fctm =	3,21	MPa			
Mr =	32,10	kN.m			
Ie =	43.009	cm^4			
x_{II} =	6,05	cm			
I_{II} =	36.806	cm^4			
σsi =	22,00	kN/cm^2			
Acri =	1580,00	cm^2			
ρri =	0,0101				

$$w1 = \frac{0,1.\phi}{1,25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0,1.\phi}{1,25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

w1 =	**0,122**	**mm**	**OK!!!**	
w2 =	**0,262**	**mm**		

c) Momento positivo longitudinal

Mmáx = 1,2 + 27,8 = 29,0 kNm (Itaipu)
bw = 100 cm
h = 13 cm
d = 12 cm ⇒ As = 7,1 cm²/m (adotado ϕ **12,5 c/12,5**)

Fissuração

Mk = 1,2 + 0,8 * 27,8 = 23,4 kNm

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS
SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	100	cm	As =	10,00	cm^2
h =	20	cm	Asc1 =	0,00	cm^2
bf =	0	cm	Asc2 =	0,00	cm^2
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	12	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	8,0	cm	αe =	15,00	
Mk =	23,4	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	12,5	mm	ηi =	2,25	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	0	mm

Resultados:

Ac =	2.000,00	cm^2
yt =	10,00	cm
Io =	66.667	cm^4
α =	1,50	Seção Retangular
fctm =	3,21	MPa
Mr =	32,10	kN.m
Ie =	66.667	cm^4
x_{II} =	4,69	cm
I_{II} =	11.456	cm^4
σsi =	22,42	kN/cm^2
Acri =	1300,00	cm^2
ρri =	0,0077	

Número de Camadas: 1

	Q	ϕ (mm)
1ª Camada	8	12,5

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

w1 =	**0,099**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,268**	**mm**	

d) Momento negativo longitudinal

Mmáx = 0,3 + 25,5 = 25,8 kNm (Itaipu)
bw = 100 cm
h = 20 cm
d = 16 cm ⇒ As = 4,6 cm²/m (adotado ϕ **10,0 c/10**)

Fissuração

Mk= 0,3 + 0,8 * 25,5 = 20,7 kNm

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	100	cm	As =	8,00	cm^2
h =	20	cm	Asc1 =	0,00	cm^2
bf =	0	cm	Asc2 =	0,00	cm^2
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	16	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	4,0	cm	αe =	15,00	
Mk =	20,7	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	10	mm	ηi =	2,25	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	0	mm

Resultados:

Ac =	2.000,00	cm^2
yt =	10,00	cm
Io =	66.667	cm^4
α =	1,50	Seção Retangular
fctm =	3,21	MPa
Mr =	32,10	kN.m
Ie =	66.667	cm^4
x_{II} =	5,11	cm
I_{II} =	18.683	cm^4
σsi =	18,10	kN/cm^2
Acri =	1100,00	cm^2
ρri =	0,0073	

Número de Camadas: 1

	Q	ϕ (mm)
1ª Camada	10	10,0

w1 =	**0,052**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,182**	**mm**	

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

e) Momento negativo transversal

- seção 0

Mmáx = 3,3 + 22,2 = 25,5 kNm (TT45)
bw = 100 cm
h = 36 cm
d = 32 cm $\Rightarrow$ As = 7,2 cm²/m (adotado **ϕ 10 c/ 10**)

- seção 1

Mmáx = 3,2 + 13,8 = 17,0 kNm (TT45)
bw = 100 cm
h = 20 cm
d = 16 cm $\Rightarrow$ As = 4,0 cm²/m

Fadiga

Para ϕ 10 temos: $\Delta f_{sd,fad,mín}$ = 190 MPa

$M_{máx}$ = -2,0 + 0,8 * 31,3 = 23,0 kNm (TT45)

$\sigma_{smáx}$ = 151,0 MPa

$M_{mín}$ = -2,0 + 0,8 * -7,3 = - 7,8 kNm (TT45)

$\sigma_{smín}$ = - 23,4 MPa

$\Delta\sigma_s$ = 151,0 + 23,4 = **174,4 MPa** < $\Delta f_{sd,fad,mín}$ ∴ OK!!!

Fissuração

Mk = 2,0 + 0,8 * 24,7 = 21,8 kNm (Itaipu)

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	100	cm	As =	8,00	cm^2
h =	20	cm	Asc1 =	0,00	cm^2
bf =	0	cm	Asc2 =	0,00	cm^2
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	16	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	4,0	cm	αe =	15,00	
Mk =	21,8	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	10	mm	ηi =	2,25	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	10	mm

Resultados:

Ac =	2.000,00	cm^2
yt =	10,00	cm
Io =	66.667	cm^4
α =	1,50	Seção Retangular
fctm =	3,21	MPa
Mr =	32,10	kN.m
Ie =	66.667	cm^4
x_{II} =	5,11	cm
I_{II} =	18.683	cm^4
σsi =	19,06	kN/cm^2
Acri =	1200,00	cm^2
ρri =	0,0067	

Número de Camadas: 1

	Q	ϕ (mm)
1ª Camada	10	10,0

$$w1 = \frac{0,1.\phi}{1,25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0,1.\phi}{1,25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45\right)$$

w1 =	**0,057**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,208**	**mm**	

A4.5.3 Verificação à cortante

A verificação será feita para a posição do veículo dada abaixo:

b = 20 + 2 * (10 + 10) = 60 cm
b' = 50 + 2 * (10 + 10) = 90 cm

a1 = 90,0 cm (distância da face da viga ao centro da carga)

Largura útil: $bw = b + 2 \cdot \left(a1 - \frac{b'}{2} \right) =$ 150,0 cm

Laje + pavimento: g = 0,20 * 25 + 0,10 * 24 = 7,4 kN/m²

$Vgk = 7{,}4 \cdot \left(\frac{0{,}801 \cdot 2{,}015}{2} - \frac{0{,}199 \cdot 0{,}500}{2} \right) =$ 5,6 kN/m$_{laje}$

φ = 1,4 – 0,007 * 2,515 = 1,3823

Vveíc = 75 * 1,3823 * 0,642 = 66,6 kN

Vqk$_{máx}$ = Vveíc / bw = 66,6 / 1,5 = 44,4 kN/m$_{laje}$

Vsd = 1,35 * Vgk + 1,5 * Vqk$_{máx}$ = 7,6 + 66,6 = 74,2 kN

∴ **Vsd = 74,2 kN**

De acordo com a NBR 6118/2003 (item 19.4.1), as lajes maciças podem prescindir de armadura transversal para resistir aos esforços de tração oriundos da força cortante, quando a força cortante de cálculo obedecer à expressão:

Vsd ≤ Vrd1

$$Vrd1 = \left[\tau rd \cdot k \cdot (1{,}2 + 40 \cdot \rho 1) + 0{,}15 \cdot \sigma cp \right] \cdot bw \cdot d$$

$$fctk,\inf = 0{,}21 \cdot fck^{2/3} = \quad 0{,}225 \text{ kN/cm²}$$

$$\tau rd = 0{,}25 \cdot \frac{fctk,\inf}{\gamma c} = \quad 0{,}040 \text{ kN/cm²}$$

Vsd =	74,20	kN
Nsd =	0,00	kN
bw =	100	cm
h =	20	cm
d =	16	cm
fck =	35	MPa
As =	24,00	cm²/m

$$\rho 1 = \frac{As1}{bw \cdot d} = \quad 0{,}015$$

$$k = 1{,}6 - d = \quad 1{,}44$$

$$\sigma cp = \frac{Nsd}{Ac} = \quad 0{,}000 \text{ kN/cm²}$$

∴ $Vrd1 =$ 166,40 kN > Vsd *Não é preciso armar a laje a cortante*

A4.6. Dimensionamento da transversina

A4.6.1 Dimensionamento à flexão

a) Momento negativo

Mk_{max} = 409,0 kNm (situação de macaqueamento)
d = 130,0 cm
bw = 20,0 cm
As = 9,0 cm² ∴ adotado 4 ϕ 20

Fadiga

Para ϕ 20 temos: $\Delta f_{sd,fad,mín}$ = 185 MPa

$M_{máx}$ = 6,0 + 0,7 * 117,0 = 87,9 kNm (situação em regime)

$\sigma_{smáx}$ = 58,5 MPa

$M_{mín}$ = 6,0 - 0,7 * 41,0 = - 22,7 kNm

$\sigma_{smín}$ = - 4,7 MPa

$\Delta\sigma_s$ = 58,5 + 4,7 = **63,2 MPa** < $\Delta f_{sd,fad,mín}$ ∴ OK!!!

Fissuração

Mk = 409,0 kNm

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	20	cm	As =	12,60	cm²
h =	135	cm	Asc1 =	0,00	cm²
bf =	0	cm	Asc2 =	0,00	cm²
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	130	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	5,0	cm	αe =	15,00	
Mk =	409	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	20	mm	ηi =	2,25	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	10	mm

Resultados:

Ac =	2.700,00	cm²	Número de Camadas:	1		
yt =	67,50	cm				
Io =	4.100.625	cm^4		Q	ϕ (mm)	
α =	1,50	Seção Retangular	1ª Camada	4	20,0	
fctm =	3,21	MPa				
Mr =	292,51	kN.m				
Ie =	2.741.097	cm^4				
x_{II} =	41,02	cm				
I_{II} =	1.956.939	cm^4				
σsi =	27,90	kN/cm²				
Acri =	465,75	cm²				
ρri =	0,0271					

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

w1 =	**0,246**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,182**	**mm**	

b) Momento positivo

Mk_{max} = 186,0 kNm (situação de macaqueamento)
d = 130,0 cm
bw = 20,0 cm
fyk = 250 MPa

As = 8,0 cm² ∴ adotado 6 ϕ 20,0

Fadiga

Para ϕ 16 temos: $\Delta f_{sd,fad,mín}$ = 190 MPa

$M_{máx}$ = -12,0 + 0,7 * 72,0 = 62,4 kNm (situação em regime)

$\sigma_{smáx}$ = 43,5 MPa

$M_{mín}$ = -12,0 - 0,7 * 18,0 = - 24,6 kNm

$\sigma_{smín}$ = - 5,0 MPa

$\Delta\sigma_s$ = 43,5 + 5,0 = **48,5 MPa** < $\Delta f_{sd,fad,mín}$ ∴ OK!!!

Fissuração

Mk = 186,0 kNm

CÁLCULO DE ABERTURA DE FISSURAS SEGUNDO A NBR 6118/2003

Dados:

bw =	20	cm	As =	18,80	cm^2
h =	135	cm	Asc1 =	0,00	cm^2
bf =	0	cm	Asc2 =	0,00	cm^2
hf =	0	cm	Es =	210,0	GPa
d =	130	cm	Ecs =	28,2	GPa
d' =	5,0	cm	αe =	13,89	
Mk =	186	kN.m	fck =	35	MPa
ϕ =	20	mm	ηi =	1	
w <	0,20	mm	c =	3,0	cm
			ϕ e=	12,5	mm

Resultados:

Ac =	2.700,00	cm^2	Número de Camadas:	2	
yt =	67,50	cm			
Io =	4.100.625	cm^4		Q	ϕ (mm)
α =	1,50	Seção Retangular	1ª Camada	3	20,0
fctm =	3,21	MPa	2ª Camada	3	20,0
Mr =	292,51	kN.m			
Ie =	4.100.625	cm^4			
x_{II} =	46,65	cm			
I_{II} =	2.490.345	cm^4			
σsi =	8,64	kN/cm²			
Acri =	485,00	cm²			
ρri =	0,0388				

$$w1 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \frac{3.\sigma si}{fctm}$$

$$w2 = \frac{0{,}1.\phi}{1{,}25.\eta i} \cdot \frac{\sigma si}{Esi} \cdot \left(\frac{4}{\rho ri} + 45 \right)$$

w1 =	**0,053**	**mm**	**OK!!!**
w2 =	**0,098**	**mm**	

A4.6.2 Dimensionamento à cortante

a) Máxima cortante com torçor concomitante

V_{max} = 394,0 kN (análise do macaqueamento)
$T_{conc.}$ = 0,0 kNm

Verificação ao Cisalhamento (máxima cortante + torção concomitante) - Modelo de Cálculo I

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

Vsd ≤ Vrd2
Vrd2 = 0,27. αv.fcd.bw.d

αv = (1 - fck/250) *fck em MPa*

Vsd =	472,80	kN
bw =	20	cm
h =	135	cm
d =	130	cm
fck =	35	MPa
αv =	0,86	
Vrd2 =	1509,30	kN

Como Vsd ≤ Vrd2 ⟶ **OK!!!**

b) Cálculo da armadura

Vsd = 472,80 kN

Vsd ≤ *Vrd3* *sendo:* *Vrd3 = Vc + Vsw*

Vrd3 = Vsd *portanto:* Vrd3 = 472,8 kN
e Vsw = Vrd3 - Vc

Vc = 0 *nas peças tracionadas*
Vc = Vco *na flexão simples e flexo-tração*
Vc = (Vco+Vco.Mo/Md) *na flexo-compressão*

Vco = 0,6.fctd.bw.d *onde:*

fctd = 0,7 fctm / γc
fctm = 0,3.fck $^{2/3}$

Vc = 250,38 kN
Vsw = 222,42 kN

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vsw}{0,9.fywd.d.(\text{sen}\,\alpha + \cos\alpha)}$$

onde:
fywd para Aço CA-50: 43,48 kN/cm²
α é o ângulo de inclinação do estribo

Asw = 4,37 cm²/m α = 90

Aswmín = ρswmín.bw.s
ρswmín ≥0,2.fctm / fywk *onde fywk = 50 kN/cm² para Aço CA-50*
ρswmín ≥ 0,00128

Aswmín = 2,57 cm²/m

Portanto Asw = 4,37 cm²/m

Adotado estribos com 2 ramos: As/ramo = 2,19 cm²/m

Portanto: ϕ **10** **c/** **20**

b) Máximo torçor e cortante concomitante

T_{max} = 29,2 kNm (situação em regime - Itaipu)
V_{conc} = 75,0 kN

Verificação ao Cisalhamento (máxima torção + cortante concomitante) - Modelo de Cálculo I

a) Verificação da compressão diagonal do concreto:

$Vsd \leq Vrd2$
$Vrd2 = 0,27.\alpha v.fcd.bw.d$

$\alpha v = (1 - fck/250)$ *fck em MPa*

Vsd =	90,00	kN
bw =	20	cm
h =	135	cm
d =	130	cm
fck =	35	MPa
αv =	0,86	
Vrd2 =	1509,30	kN

Como Vsd ≤ Vrd2 ⟶ **OK!!!**

b) Cálculo da armadura

Vsd = 90,00 kN

$Vsd \leq Vrd3$ *sendo:* $Vrd3 = Vc + Vsw$

Vrd3 = Vsd *portanto:* Vrd3 = 90 kN
e $Vsw = Vrd3 - Vc$

Vc = 0 *nas peças tracionadas*
Vc = Vco *na flexão simples e flexo-tração*
Vc = (Vco+Vco.Mo/Md) *na flexo-compressão*

$Vco = 0,6.fctd.bw.d$ *onde:*

$fctd = 0,7\ fctm / \gamma c$
$fctm = 0,3.fck^{2/3}$

Vc =	250,38	kN
Vsw =	-160,38	kN

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vsw}{0,9.fywd.d.(\text{sen}\,\alpha + \cos\alpha)}$$

onde:
fywd para Aço CA-50: 43,48 kN/cm²
α é o ângulo de inclinação do estribo

Asw = -3,15 cm²/m α = 90

$Aswmín = \rho swmín.bw.s$
$\rho swmín \geq 0,2.fctm / fywk$ *onde fywk = 50 kN/cm² para Aço CA-50*
$\rho swmín \geq$ 0,00128

Aswmín = 2,57 cm²/m

Portanto Asw = 2,57 cm²/m

Verificação à Torção

1) Geometria da seção resistente:

Tsd =	35,0	kNm
bw =	20	cm
h =	135	cm
fck =	35	MPa
ϕl =	25	mm
ϕt =	10	mm
cobrim =	3	cm

he ≤ A/u e he ≥ 2 C1 *onde:*

A =	2700	cm²	*A é a área da seção cheia*
u =	310	cm	*u é o perímetro da seção cheia*
A/u =	8,71	cm	*C1 é a distância entre o eixo da armadura longitudinal de canto e a face lateral da peça.*
2C1 =	10,50	cm	
∴ he =	10,50	cm	*he é a espessura equivalente da parede da seção vazada.*

2) Verificação da compressão diagonal do concreto:

Tsd ≤ TRd2

TRd2 = 0,5. αv.fcd.Ae.he.sen2 θ *onde:*

αv = 1 - (fck/250) *, fck em MPa*

αv =	0,86	
he =	10,50	cm
Ae =	1182,75	cm²
θ =	45	

Ae é a área limitada pela linha média da parede da seção vazada, incluindo a parte vazada.

θ é o ângulo de inclinação das bielas de compressão

TRd2 = 133,50 kNm

Como Tsd ≤ TRd2 ⟶ **OK!!!**

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \leq 1$$

$$\frac{90}{1509,30} + \frac{35,04}{133,50} = 0,32 \quad \therefore \quad \textbf{OK!!!}$$

3) Cálculo das armaduras:

a) Resistência dos estribos normais ao eixo da peça

Tsd ≤ TRd3

TRd3 = (A_{90}/s).fywd.2.Ae.cotg θ *onde:*

A_{90} é a área seção transeversal do número de ramos de um estribo, na parede equivalente considerada.

s é o espaçamento entre estribos.

fywd é a resistência do aço = 435 MPa

TRd3 = Tsd
TRd3 = 35,04 kNm

∴ A_{90}/s = 3,41 cm²/m

ARMADURA TRANSVERSAL TOTAL:

	cisalhamento		torção			
Ast/ramo =	0,00	+	3,41	=	3,41	cm²

Portanto: ϕ **10** **c/** **20**

b) Resistência das armaduras longitudinais:

Tsd ≤ TRd4

TRd4 = (Asl / μ).fywd.2.Ae.tg θ onde:

Asl é a soma das áreas das seções das barras longitudinais.

μ é o perímetro de Ae.

TRd4 = Tsd
TRd4 = 35,04 kNm

Asl/μ = 0,034 cm²/m
μ = 268 cm
∴ Asl = 9,13 cm²

ARMADURA LONGITUDINAL TOTAL:

Para a face inferior:		**6**	ϕ	**16**		12,06	cm²
Para a face superior:		**4**	ϕ	**20**		12,57	cm²
Para as faces laterais:	2 x	**7**	ϕ	**8**		7,04	cm²

∴As total = 31,67 cm² ∴ **OK!!!**

A4.6.3 Fretagem

Cálculo das resultantes de tração para o máximo carregamento dos macacos

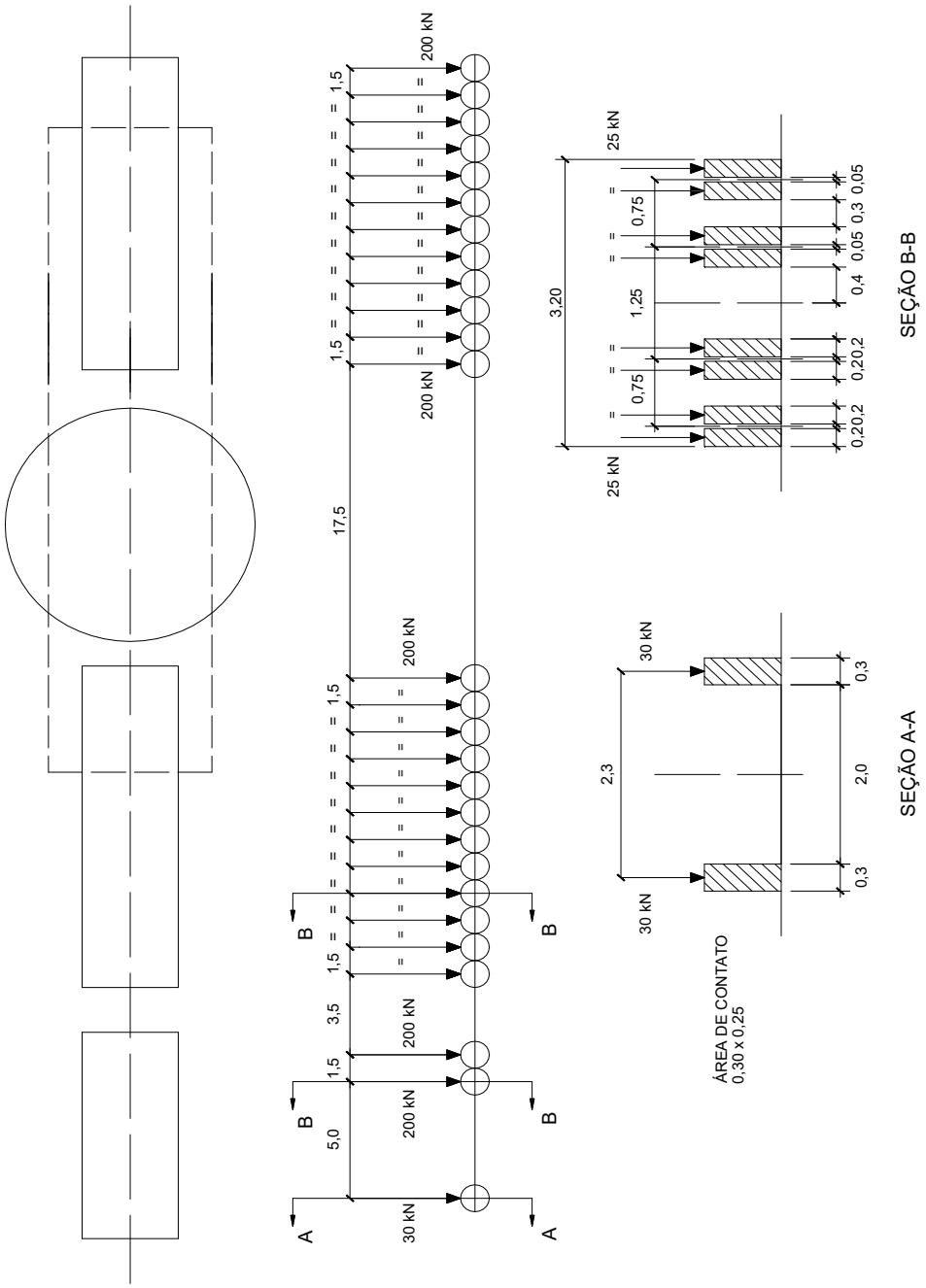
$$Rtd = 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{a0}{a1}\right) \cdot Fcod$$

$$Rtd = 0{,}3 \cdot \left(1 - \frac{15}{60}\right) \cdot 1454{,}0 = 327{,}3kN$$

$$Ast = \frac{Rtd}{fyd} = 7{,}5cm^2$$ $\therefore$ adotado **6 ∅ 8,0 em 4 camadas**

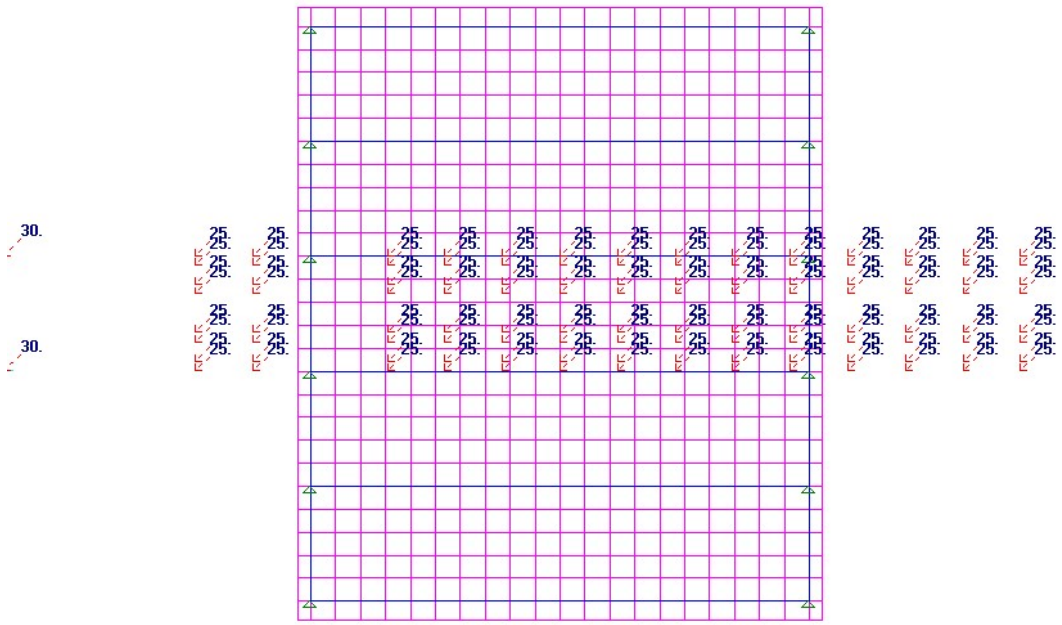
A5. VERIFICAÇÃO DO TREM TIPO ITAIPÚ

A5.1. Trem tipo



NOTAS:
1 Medidas em m.
2 Desenho sem escala.

A5.2. Esquema estrutural



A5.3. Quadro resumo dos esforços solicitantes

MOMENTO FLETOR (kNm)

	Mg0 (kNm)	Mq (kNm)
0	0,0	0,0
1	881,3	1127,5
2	1566,7	2004,5
3	2056,3	2630,9
4	2350,1	3006,7
5	2448,0	3132,0

FORÇA CORTANTE MÁXIMA COM TORSOR CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	392,0	6,1	642,0	4,5	1034,0	10,6
1	313,6	5,8	570,7	4,5	884,3	10,3
2	235,2	5,1	499,3	3,8	734,5	8,9
3	156,8	3,9	428,0	2,3	584,8	6,2
4	78,4	2,2	356,7	1,1	435,1	3,3
5	0,0	0,0	285,3	1,0	285,3	1,0

A5.4. Verificação da armadura longitudinal

Cálculo da armadura frouxa no Estado Limite Último (armaduras aderentes)

bw =	20,0	cm	Ap =	29,61	cm^2	αp =	6,9246	
h =	160,0	cm	P_{oo} =	3.275,86	kN	ρp =	0,0031	
dp =	145,3	cm	Aço =	CP 190 RB		ηp =	3,7320	
d =	154,5	cm	Msd =	7.063,21	kN.m	$\varepsilon pré$ =	5,5183	‰
fck =	35,0	MPa	Nsd =	0,00	kN	t =	9,33	cm
γp =	0,9		Ep =	19.500	kN/cm^2	t =	9,33	cm
bf =	251,5	cm	Es =	21.000	kN/cm^2	x =	0,0755	d
hf =	20,0	cm				DOMÍNIOS 1/2		

OK!!!
OK!!!
OK!!!

x / d	x (cm)	εc (‰)	εs (‰)	Δεp (‰)	εp (‰)	σsd (kN/cm^2)	σpd (kN/cm^2)	Rcd,w (kN)	Rcd,f (kN)	Rpd (kN)	As (cm^2)	MRd (kN.m)
0,075	11,66	0,82	10,00	9,36	14,88	43,48	148,70	396,34	4.587,6	4.402,9	13,36	7.064

Asmín = 0,1 % Ac = 5,48 cm^2

Portanto, a armadura frouxa a ser usada será: **As = 13,36 cm^2** (5 ϕ 20) **OK**

A armadura de pele a ser usada será: **As,pele = 3,20 cm^2/face** (ϕ 8 c/ 20) **OK**

A5.5. Verificação da armadura transversal

Força cortante máxima com momento torsor concomitante

Para o dimensionamento da armadura transversal de combate a força cortante, será utilizado o modelo de cálculo I de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118

$Vsd = Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q} - Vsd_{,p}$

Para o cálculo de $Vsd_{,p}$ será adotado NPoo com γp=0,9 em toda a extensão do cabo (constante), sendo este esforço decomposto na vertical de acordo com o ângulo de inclinação do cabo.

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	392,00	313,60	235,20	156,80	78,40	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	642,00	570,70	499,30	428,00	356,70	285,30	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	1.299,60	1.108,20	916,68	725,28	533,88	342,36	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	º
$Vsd_{,p}$	-366,11	-341,37	-176,34	-45,89	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**933,49**	**766,83**	**740,34**	**679,39**	**533,88**	**342,36**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 933,49 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d = \quad 1.502{,}26 \text{ kN} \geq 933{,}49 \text{ kN}$$ **OK**

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) = \quad 0{,}860$$

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} = \quad 2{,}50 \text{ kN/cm²}$$

$$bw = b - 0{,}5 \cdot \sum \phi = \quad 16{,}75 \text{ cm}$$

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$$Vc = Vc0 \cdot \left(1 + \frac{M0}{Msd,máx}\right) \leq 2 \cdot Vc0$$

$$Vc0 = 0{,}6 \cdot fctd \cdot bw \cdot d = \quad 249{,}21 \text{ kN}$$

$$fctd = \frac{fctk,\inf}{\gamma c} = \quad 0{,}16 \text{ kN/cm²}$$

$$M0 = NPoo \cdot ep + NPoo \cdot \frac{W\inf}{Ac} =$$

Seção0	Seção1	Seção2	Seção3	Seção4	Seção5
2.093,1	2.921,1	3.348,1	3.459,1	3.459,1	3.459,1

kN.m

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5
498,42	498,42	416,09	380,58	364,16	359,56

kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5
435,07	268,41	324,25	298,82	169,72	0,00

kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

α = 90 °
fywd = 43,48 kN/cm²
s = 100,0 cm
bw = 20,0 cm (médio da alma)

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5
∴ Asw =	7,20	4,44	5,36	4,94	2,81	0,00

cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	6,10	5,80	5,10	3,90	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	4,50	4,50	3,80	2,30	1,10	1,00	
Tsd = TRd3	13,64	13,23	11,45	8,03	4,29	1,20	kN.m

$he \le \frac{A}{u}$ $\quad he \ge 2 \cdot c1$ $\quad$ c1 = 5,50 cm
u = 864,00 cm

he ≤ 10,97 cm
he ≥ 11,00 cm $\quad$ he = 11,00 cm $\quad$ Ae = 5.279,00 cm²

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 624,24 kN.m ≥ 13,64 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$ 228,42 kN.m ≥ 13,64 kN.m **OK**

ue = 316,00 cm

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	0,30	0,29	0,25	0,17	0,09	0,03	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	7,79	5,02	5,86	5,29	2,99	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$Asw \ge 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \text{sen}\,\alpha \ge$ 2,57 cm²/m

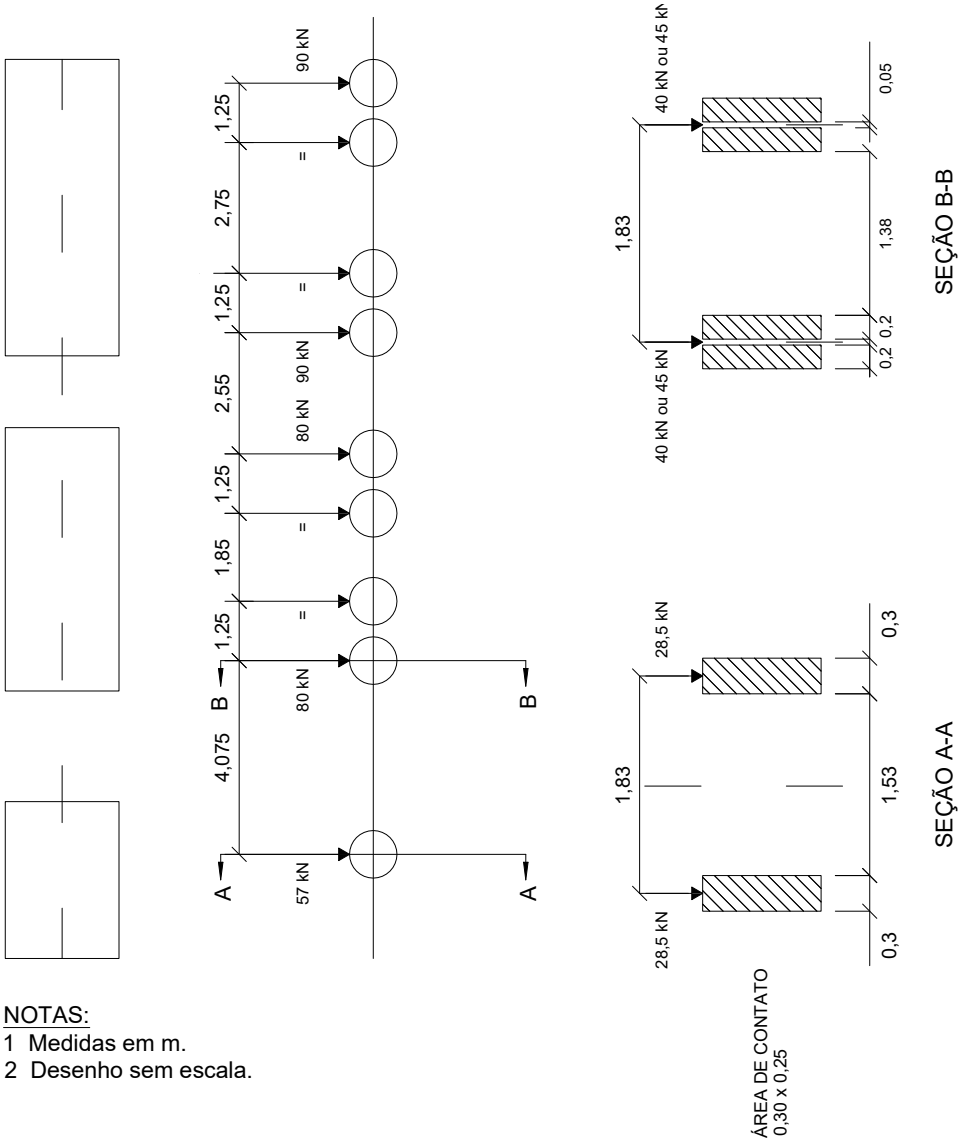
-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \le 1{,}0$$

0,62 + 0,02 = 0,64 < 1,00 **OK**

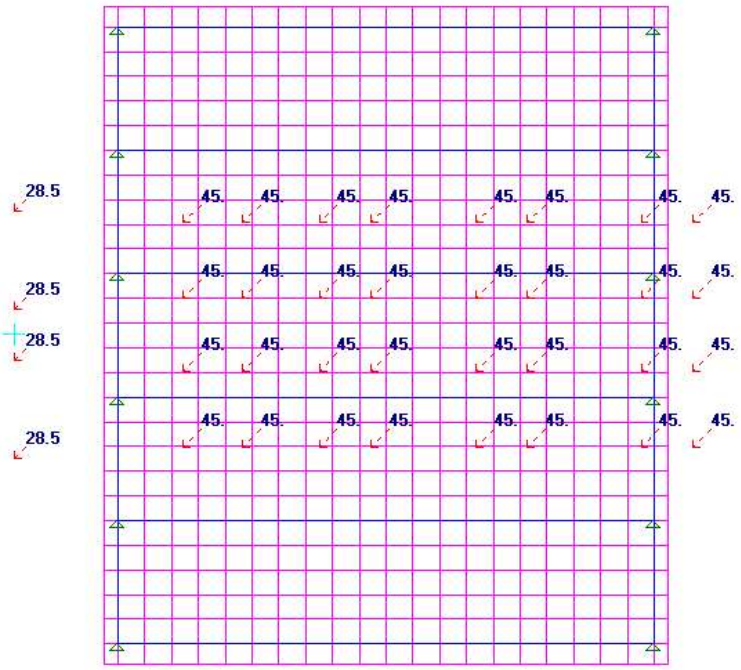
A6. VERIFICAÇÃO DO TREM TIPO CVC

A6.1. Trem tipo



NOTAS:
1 Medidas em m.
2 Desenho sem escala.

A6.2. Esquema estrutural



A6.3. Esforços solicitantes

MOMENTO FLETOR (kNm)

	Mg (kNm)	Mq (kNm)
0	0,0	0,0
1	881,3	803,5
2	1566,7	1428,5
3	2056,3	1874,9
4	2350,1	2142,7
5	2448,0	2232,0

FORÇA CORTANTE MÁXIMA COM TORSOR CONCOMITANTE (kN)

	Vg (kN)	Tg (kN)	Vq (kN)	Tq (kNm)	V (kN)	T (kNm)
0	392,0	6,1	351,0	0,0	743,0	6,1
1	313,6	5,8	307,1	0,0	620,7	5,8
2	235,2	5,1	263,3	0,0	498,5	5,1
3	156,8	3,9	219,4	0,0	376,2	3,9
4	78,4	2,2	175,5	0,0	253,9	2,2
5	0,0	0,0	131,6	0,0	131,6	0,0

A6.4. Verificação da armadura longitudinal para V

1) Características dos materiais

1.1) Concreto

fck =	35	MPa
a/c <	0,55	
Eci =	33.130	MPa
Ecs =	28.161	MPa
c =	3,5	cm

Classe de Agressividade: II
fck ≥ 30 MPa

1.2) Aço para armadura passiva

Tipo	CA 50	
fyk =	500	MPa
Es =	210	GPa

1.3) Aço para armadura ativa
armadura pós tracionada

Tipo	CP 190 RB	
fptk =	1900	MPa
fpyk =	1710	MPa
Ep =	195	GPa

2) Características geométricas

2.1) Seção inicial

Seção	T	
h =	1,40	m
A =	0,5480	m²
Ix =	0,1345	m^4
yinf =	0,7115	m
ysup =	-0,6885	m
Winf =	0,1890	m³
Wsup =	-0,1953	m³

2.2) Seção final

Seção	T	
h =	1,60	m
A =	0,9480	m²
Ix =	0,2795	m^4
yinf =	1,0442	m
ysup =	-0,5558	m
Winf =	0,2677	m³
Wsup =	-0,5030	m³

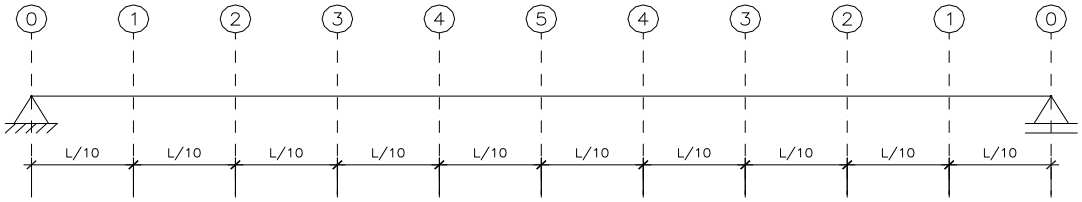
3) Carregamentos externos

Peso Próprio	(g0)	13,70	kN/m
Guarda rodas + Laje	(g1)	14,22	kN/m
Pavimento	(g2)	5,52	kN/m
	(g3)	0,00	kN/m
multidão + veículo	(q)	30,49	kN/m

4) Esforços Solicitantes

vão = 24,20 m

A viga será subdividida em décimos de vão, resultando em uma seção a cada 2,420 metros, conforme esquema a seguir:



4.1) Tensões Normais na seção 5 (meio do vão)

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	1.002,9
Mg1	1.041,1
Mg2	404,0
Mg3	
Mq	2.232,0

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-5,14	5,31
-0,195	0,189	-5,33	5,51
-0,195	0,189	-2,07	2,14
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-11,43	11,81

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,99	3,75
-0,503	0,268	-2,07	3,89
-0,503	0,268	-0,80	1,51
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-4,44	8,34

4.2) Tensões Normais na seção 1

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	361,0
Mg1	374,8
Mg2	145,4
Mg3	
Mq	803,5

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-1,85	1,91
-0,195	0,189	-1,92	1,98
-0,195	0,189	-0,74	0,77
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-4,11	4,25

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-0,72	1,35
-0,503	0,268	-0,75	1,40
-0,503	0,268	-0,29	0,54
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-1,60	3,00

4.3) Tensões Normais na seção 2

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	641,9
Mg1	666,3
Mg2	258,6
Mg3	
Mq	1.428,5

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-3,29	3,40
-0,195	0,189	-3,41	3,53
-0,195	0,189	-1,32	1,37
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-7,31	7,56

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,28	2,40
-0,503	0,268	-1,32	2,49
-0,503	0,268	-0,51	0,97
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-2,84	5,34

4.4) Tensões Normais na seção 3

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	842,4
Mg1	874,5
Mg2	339,4
Mg3	
Mq	1.874,9

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,31	4,46
-0,195	0,189	-4,48	4,63
-0,195	0,189	-1,74	1,80
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-9,60	9,92

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,67	3,15
-0,503	0,268	-1,74	3,27
-0,503	0,268	-0,67	1,27
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-3,73	7,00

4.5) Tensões Normais na seção 4

MOMENTOS	
	kN.m
Mg0	962,8
Mg1	999,5
Mg2	387,8
Mg3	
Mq	2.142,7

SEÇÃO INICIAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,195	0,189	-4,93	5,09
-0,195	0,189	-5,12	5,29
-0,195	0,189	-1,99	2,05
-0,195	0,189	0,00	0,00
-0,195	0,189	-10,97	11,34

SEÇÃO FINAL			
Wsup m³	Winf m³	σsup MPa	σinf MPa
-0,503	0,268	-1,91	3,60
-0,503	0,268	-1,99	3,73
-0,503	0,268	-0,77	1,45
-0,503	0,268	0,00	0,00
-0,503	0,268	-4,26	8,00

4.6) Tensões Normais (seção 5 - meio do vão) devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm

Ap =	0,987	cm²
σpi <	1.402,2	MPa
NPi =	-138,4	kN
NPo =	-141,4	kN
NPoo =	-109,2	kN

Adotando-se as seguintes perdas:
IMEDIATAS = 7,1 %
PROGRESSIVAS = 14,0 %
γp = 1,1
γf = 1,0
NBR 6118 - Item 17.2.4.3 (pág 109)

Adotando-se a distância do cabo equivalente de protensão à fibra inferior da seção yo= 14 cm, temos:

e = yinf - yo = 0,9042 m

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} =$$ 81,12 kPa

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} =$$ -484,01 kPa

5) Dimensionamento da armadura de protensão

Tipo de Protensão: limitada *NBR 6118 - Tabela 13.3 (pág 72)*

Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço
ELS-F (formação de fissuras)	Combinação Frequente
ELS-D (descompressão)	Combinação Quase-permanente

ψ0 =	0,7
ψ1 =	0,8
ψ2 =	0,5

NBR 8681 - Tabela 6 (pág 13)

5.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0,7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0,21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

n * -484,0 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 6.670 ≤ 2.696,4 kPa

n ≥ 28 cordoalhas

Fibra Superior:

28 * 81,1 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -3.550 ≤ -24.500,0 kPa

-6.145,9 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

5.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

n * -484,0 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 4.169 ≤ 0,0 kPa

n ≥ 28 cordoalhas

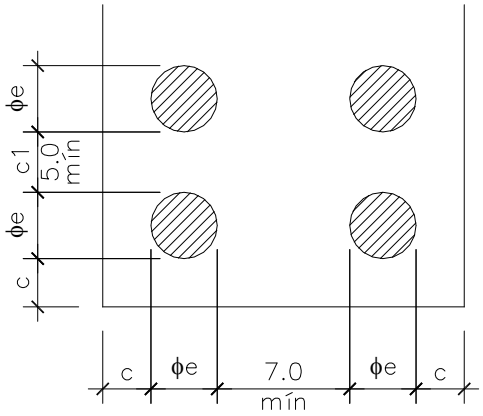
Fibra Superior:

28 * 81,1 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -2.219 ≤ -24.500,0 kPa

-4.814,6 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

6) Verificação das Tensões Normais na seção 5 devido à uma cordoalha ϕ 12,7 mm, com excentricidades finais



Número de cabos por camada:

c =	5,50 cm	1ª Camada	3
ϕe =	5,0 cm	2ª Camada	2
c1 =	5,0 cm	3ª Camada	1
nº de camadas =	3		

∴ yf = 14,7 cm

Portanto, a excentricidade final será:

ep = yinf - yf = **0,898** m
(ep = excentricidade do cabo equivalente em relação ao baricentro da seção do concreto)

$$\sigma \sup = \frac{NPoo}{Ac} - \frac{NPoo \cdot e}{W \sup} = \quad 79{,}68 \text{ kPa}$$

$$\sigma \inf = \frac{NPoo}{Ac} + \frac{NPoo \cdot e}{W \inf} = \quad -481{,}29 \text{ kPa}$$

7) Verificação da armadura de protensão

7.1) Para a verificação do ELS-F, temos:

Combinação Frequente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q \leq fct,f \qquad fct,f = \alpha \cdot 0{,}21 \cdot fck^{\frac{2}{3}}$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

fct,f = 2.696,4 kPa α = 1,2 seção T

Fibra Inferior:

30 -481,3 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 6.670 ≤ 2.696,4 kPa

1.375,8 ≤ 2.696,4 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,7 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -3.550 ≤ -24.500,0 kPa

-6.027,1 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

7.2) Para a verificação do ELS-D, temos:

Combinação Quase-permanente

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0{,}7 \cdot fck$$

$$\sigma NPoo + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q \leq 0$$

0,7 . fck = -24.500,0 kPa

Fibra Inferior:

30 -481,3 + 3.746 + 3.889 + 1.509 + 0 + 4.169 ≤ 0,0 kPa

-1.125,5 ≤ 0,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Fibra Superior:

30 * 79,7 + -1.994 + -2.070 + -803 + 0 + -2.219 ≤ -24.500,0 kPa

-4.695,7 ≤ -24.500,0 ***Logo a verificação foi atendida!!!***

Portanto, serão adotadas no total **30** cordoalhas ϕ 12,7 mm, distribuídas em cabos de **5** cordoalhas, totalizando **6** cabos.

8) Verificação do Estado Limite Último de Ruptura no ato da Protensão

Número de etapas de protensão: 2
1ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 7 dias, mobilizando g0
2ª Etapa: a protensão dar-se-á aos 21 dias, mobilizando g0

Concreto convencional com processo normal de cura.
Tipo de cimento: CP-II
s = 0,25

		1ª Etapa	2ª Etapa		
$fckj = \beta 1 \cdot fck$	=	27,26	33,67	0,00	MPa
$\beta 1 = e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)}$	=	0,7788	0,9621	0,0000	
$fctmj = 0{,}3 \cdot fckj^{\frac{2}{3}}$	=	2,72	3,13	0,00	MPa

8.1) Tensões normais devidas à protensão de <u>um (01)</u> cabo no instante da protensão

$\sigma \sup = \frac{NPo}{Ac} - \frac{NPo \cdot e}{W \sup} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	996,26 kPa	634,17 kPa	272,08 kPa	0,00	0,00
$\sigma \inf = \frac{NPo}{Ac} + \frac{NPo \cdot e}{W \inf} =$	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada		
	-3.653,59 kPa	-3.279,39 kPa	-2.905,18 kPa	0,00	0,00

8.2) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **7** dias:

<u>Fibra Inferior:</u>

$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 6 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -19.080,62 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 3ª Camada**

<u>Fibra Superior:</u>

$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 13 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.260,61 kPa ∴ **n ≤ 30 cabos na 3ª Camada**

8.3) Determinação do número de cabos que podem ser protendidos aos **21** dias:

Fibra Inferior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 0{,}7 \cdot fckj$$

n * -3.653,59 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 7 cabos na 1ª Camada**

n * -3.279,39 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 2ª Camada**

n * -2.905,18 + 5.307,22 ≤ -23.570,55 kPa ∴ **n ≤ 9 cabos na 3ª Camada**

Fibra Superior:

$$\sigma NPo + \sigma g0 \leq 1{,}2 \cdot fctmj$$

n * 996,26 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 8 cabos na 1ª Camada**

n * 634,17 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 14 cabos na 2ª Camada**

n * 272,08 + -5.135,36 ≤ 3.753,91 kPa ∴ **n ≤ 32 cabos na 3ª Camada**

8.5) Resumo das fases de protensão

Número de cabos a serem protendidos por camada (na seção do meio do vão), em etapas:

	1ª Camada	2ª Camada	3ª Camada			σsup	σinf		
1ª Etapa	1		1			-3.867,0	-1.251,6	OK	OK
2ª Etapa	2	2				-606,1	-15.117,5	OK	OK
						kPa	kPa		

1ª Etapa: Protensão de 2 cabos aos 7 dias.
2ª Etapa: Protensão de 4 cabos aos 21 dias.
0 0

8.6) Verificação da protensão para transporte da viga (Seção 5)

Análise para o 7º dia após concretagem com a protensão de **2** cabos

NPi = -1.384,0 kN
e p = 0,5215 m

$$\sigma \sup = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep + Mgo)}{W \sup} =$$ -3.965 **kPa** **<** -19.081 **kPa** **OK**

$$\sigma \inf = \frac{NPi}{Ac} + \frac{(NPi \cdot ep - Mgo)}{W \inf} =$$ -1.038 **kPa** **<** 3.261 **kPa** **OK**

9) Cálculo da armadura frouxa no Estado Limite Último (armaduras aderentes)

bw =	20,0	cm	Ap =	29,61	cm^2	αp =	6,9246	
h =	160,0	cm	P_{oo} =	3.275,86	kN	ρp =	0,0031	
dp =	145,3	cm	Aço =	CP 190 RB		ηp =	3,7320	
d =	154,5	cm	Msd =	6.652,81	kN.m	$\varepsilon pré$ =	5,5183	‰
fck =	35,0	MPa	Nsd =	0,00	kN	t =	8,80	cm
γp =	0,9		Ep =	19.500	kN/cm^2	t =	8,80	cm
bf =	251,5	cm	Es =	21.000	kN/cm^2	x =	0,0712	d
hf =	20,0	cm				DOMÍNIOS 1/2		

OK!!!
OK!!!
OK!!!

x / d	x (cm)	εc (‰)	εs (‰)	Δεp (‰)	εp (‰)	σsd (kN/cm²)	σpd (kN/cm²)	Rcd,w (kN)	Rcd,f (kN)	Rpd (kN)	As (cm²)	MRd (kN.m)
0,071	11,00	0,77	10,00	9,36	14,88	43,48	148,70	374,01	4.329,2	4.402,9	6,91	6.656

Asmín = 0,1 % Ac = 5,48 cm²

Portanto, a armadura frouxa a ser usada será: **As = 6,91 cm²** (5 ϕ 20) **OK**

A armadura de pele a ser usada será: **As,pele = 3,20 cm²/face** (ϕ 8 c/ 20) **OK**

10) Cálculo das excentricidades máximas e mínimas do cabo equivalente de protensão

Para a verificação do ELS-F: Combinação Frequente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{-fct,f + \sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 1 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-D: Combinação Quase-permanente (Fibra Inferior)

$$ep \geq \left(\frac{\sigma g0 + \sigma g1 + \sigma g2 + \sigma g3 + \Psi 2 \cdot \sigma q}{NPoo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão: (Fibra superior)

$$ep \leq \left(\frac{-1{,}2 \cdot fctmj - \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{sup}$$

Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão: (Fibra Inferior)

$$ep \leq \left(\frac{0{,}7 \cdot fckj + \sigma g0}{NPo} - \frac{1}{Ac} \right) \cdot W\,\text{inf}$$

10.1) Seção 5 (meio do vão)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,457 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,473 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,516 m	0,766 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,914 m	0,941 m

Portanto: 0,473 ≤ ep ≤ 0,766

10.2) Seção 4

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,405 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,429 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,487 m	0,756 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,885 m	0,932 m

Portanto: 0,429 ≤ ep ≤ 0,756

10.3) Seção 3

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ 0,250 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,299 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,402 m	0,728 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,800 m	0,904 m

Portanto: 0,299 ≤ ep ≤ 0,728

10.4) Seção 2

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,008 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ 0,081 m

			1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep	≤	1,260 m	0,680 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep	≤	2,659 m	0,856 m

Portanto: 0,081 ≤ ep ≤ 0,680

10.5) Seção 1

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,370 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,223 m

		1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep ≤	1,062 m	0,614 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep ≤	2,460 m	0,790 m

Portanto: -0,223 ≤ ep ≤ 0,614

10.6) Seção 0 (apoio)

Para a verificação do ELS-F: ep ≥ -0,835 m

Para a verificação do ELS-D: ep ≥ -0,615 m

		1ª Etapa	*2ª Etapa*
Para a verificação do ELS-F (Po) no ato da protensão:	ep ≤	0,807 m	0,529 m
Para a verificação do ELS-Cex (Po) no ato da protensão:	ep ≤	2,205 m	0,705 m

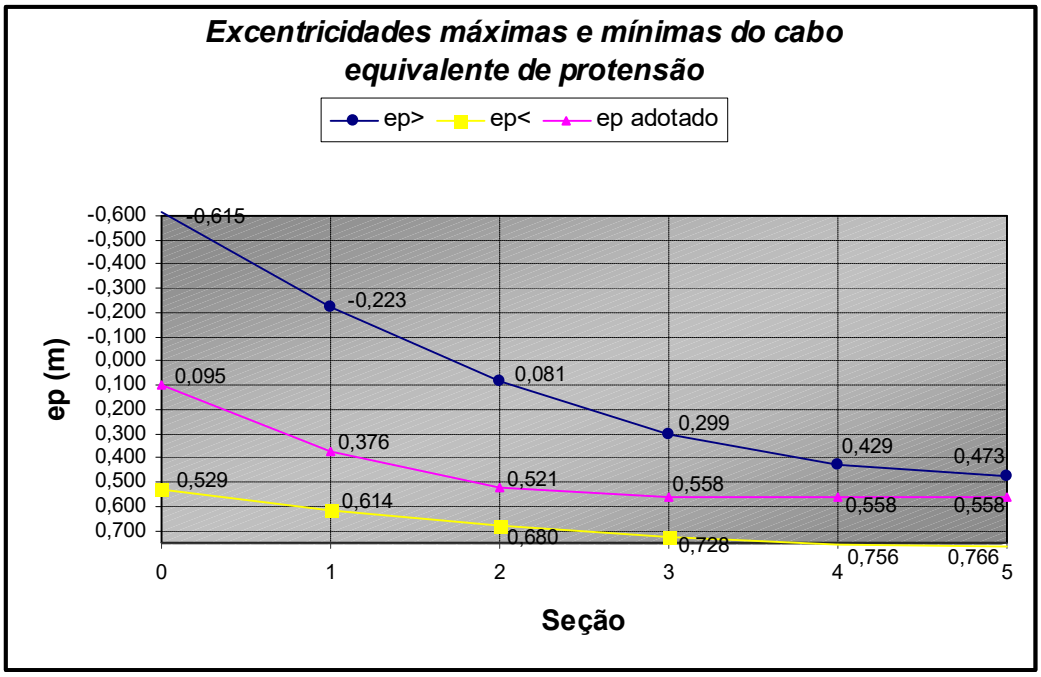
Portanto: -0,615 ≤ ep ≤ 0,529

10.7) Excentricidades adotas (cabo equivalente)

Número total de cabos: 6
Distância da face da viga ao centro da ancoragem: 0,15 m

		(m)	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	
Seção	0	yf	0,200	0,200	0,450	0,700	0,950	1,200	
		ep	**0,095**						OK
Seção	1	yf	0,118	0,118	0,238	0,383	0,481	0,677	
		ep	**0,376**						OK
Seção	2	yf	0,084	0,084	0,127	0,224	0,250	0,377	
		ep	**0,521**						OK
Seção	3	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						OK
Seção	4	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						OK
Seção	5	yf	0,080	0,080	0,080	0,190	0,190	0,300	
		ep	**0,558**						OK
Ângulo de saída			**2,1**	**2,1**	**6,1**	**7,9**	**11,6**	**13,0**	°

yf = distância da face inferior da seção ao eixo do cabo na camada *n*



11) Cálculo das Deformações

$$fctm,fl = \alpha \cdot fctm = \alpha \cdot 0{,}3 \cdot fck^{\frac{2}{3}} = \quad 3{,}85 \quad \text{MPa}$$

$$Mr,médio = P \cdot ep + W\inf \cdot \left(fctm,fl + \frac{P}{Ac} \right) = \quad 4.874{,}65 \quad \text{kN.m}$$

$$Mcf = Mg0 + Mg1 + Mg2 + Mg3 + \Psi 1 \cdot Mq = \quad 4.233{,}61 \quad \text{kN.m}$$

Como o maior momento solicitante (real) para a carga dada pela Combinação Frequente é menor que o momento (real) médio de fissuração, podemos calcular a flecha instantânea no **Estádio I**

11.1) A tempo infinito

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Poo \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Poo \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} \cdot (1 + \varphi) = \quad -0{,}0744 \quad \text{m} \quad \text{(devido a protensão)}$$

$$a1 = a_g \cdot (1 + \varphi) + a_q \cdot \Psi 2 = \quad 3{,}0 \cdot 0{,}021 + 0{,}5 \cdot 0{,}017 = 0{,}0729 \text{ m} \quad \text{Comb. Quase-permanente}$$

φ = 2,00 *Coeficiente de fluência dado pela tabela 8.1 da NBR 6118 - pág 25*

Portanto: a = -0,0015 m = -0,15 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

11.2) No ato da protensão

a = a0 + a1

$$a0 = -\left(Pi \cdot ep0 + \frac{5}{6} \cdot Pi \cdot (ep5 - ep0) \right) \cdot \frac{l^2}{8 \cdot Ecs \cdot Ic} = \quad -0{,}0416 \quad m \quad \text{(devido a protensão)}$$

$$a1 = \frac{5 \cdot g0 \cdot l^4}{384 \cdot Ecs \cdot Ic} = \quad 0{,}0170 \quad m$$

Portanto: a = -0,0246 m = -2,46 cm < $\frac{l}{250}$ = 9,68 cm **OK**

12) Dimensionamento ao Cisalhamento

12.1) Força cortante máxima com momento torsor concomitante

Para o dimensionamento da armadura transversal de combate a força cortante, será utilizado o modelo de cálculo I de acordo com o item 17.4.2.2 da NBR 6118

$Vsd = Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q} - Vsd_{,p}$

Para o cálculo de $Vsd_{,p}$ será adotado NPoo com γp=0,9 em toda a extensão do cabo (constante), sendo este esforço decomposto na vertical de acordo com o ângulo de inclinação do cabo.

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Vs_{,g0+g1+g2+g3}$	392,00	313,60	235,20	156,80	78,40	0,00	[kN]
$Vs_{,q}$	351,00	307,10	263,30	219,40	175,50	131,60	[kN]
$Vsd_{,g0+g1+g2+g3+q}$	1.055,70	884,01	712,47	540,78	369,09	197,40	[kN]
α	7,13	6,62	3,42	0,89	0,00	0,00	º
$Vsd_{,p}$	-366,11	-341,37	-176,34	-45,89	0,00	0,00	[kN]
Vsd	**689,59**	**542,64**	**536,13**	**494,89**	**369,09**	**197,40**	[kN]

$$Ap \cdot fpyd + As \cdot fyd \geq Vsd$$

4.402,88 + 682,95 = 5.085,83 kN ≥ 689,59 kN **OK**

- Verificação da compressão diagonal do Concreto (VRd2 ≥ Vsd)

$$Vrd2 = 0{,}27 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot bw \cdot d = \quad 1.502{,}26 \quad kN \quad \geq \quad 689{,}59 \quad kN \quad \textbf{OK}$$

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) = \quad 0{,}860$$

$$fcd = \frac{fck}{\gamma c} = \quad 2{,}50 \quad kN/cm^2$$

$$bw = b - 0{,}5 \cdot \sum \phi = \quad 16{,}75 \quad cm$$

- Cálculo da armadura transversal (VRd3 ≥ Vsd)

$$VRd3 = Vc + Vsw$$

$$Vc = Vc0 \cdot \left(1 + \frac{M0}{Msd,máx}\right) \leq 2 \cdot Vc0$$

$Vc0 = 0{,}6 \cdot fctd \cdot bw \cdot d =$ 249,21 kN

$fctd = \frac{fctk,\inf}{\gamma c} =$ 0,16 kN/cm²

$M0 = NPoo \cdot ep + NPoo \cdot \frac{W\inf}{Ac} =$

Seção0	Seção1	Seção2	Seção3	Seção4	Seção5	
2.093,1	2.921,1	3.348,1	3.459,1	3.459,1	3.459,1	kN.m

$Vc \leq 2 \cdot Vc0 =$

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
498,42	498,42	448,18	405,84	386,26	380,78	kN

Tomando-se a equação VRd3=Vsd, temos:

$Vsw = Vsd - Vc$ =

Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
191,17	44,22	87,94	89,05	0,00	0,00	kN

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s}\right) \cdot 0{,}9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\operatorname{sen}\alpha + \cos\alpha)$$

α = 90 °
fywd = 43,48 kN/cm²
s = 100,0 cm
bw = 20,0 cm (médio da alma)

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ Asw =	3,16	0,73	1,45	1,47	0,00	0,00	cm²/m

-Torção

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
$Ts_{,g0+g1+g2+g3}$	6,10	5,80	5,10	3,90	2,20	0,00	
$Ts_{,q}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Tsd = TRd3	8,24	7,83	6,89	5,27	2,97	0,00	kN.m

$he \leq \frac{A}{u}$ $he \geq 2 \cdot c1$

c1 = 5,50 cm
u = 864,00 cm

he ≤ 10,97 cm
he ≥ 11,00 cm

he = 11,00 cm Ae = 5.279,00 cm²

- Resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto (TRd2 ≥ Tsd)

$TRd2 = 0{,}50 \cdot \alpha v2 \cdot fcd \cdot Ae \cdot he =$ 624,24 kN.m ≥ 8,24 kN.m **OK**

- Resistência decorrente das armaduras longitudinais (TRd4 ≥ Tsd)

$TRd4 = \left(\frac{Asl}{ue}\right) \cdot 2 \cdot Ae \cdot fywd \cdot tg\theta =$ 228,42 kN.m ≥ 8,24 kN.m **OK**

ue = 316,00 cm

- Resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural (TRd3 ≥ Tsd)

$$TRd3 = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \cdot fywd \cdot 2 \cdot Ae \cdot \cot g\theta$$

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
∴ A_{90} =	0,18	0,17	0,15	0,11	0,06	0,00	cm²/m

Somando as áreas necessárias para combate à cortante e torção, temos:

	Seção 0	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	
Asw =	3,52	2,57	2,57	2,57	2,57	2,57	cm²/m
adotado	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	ϕ 10,0	
2 ramos	c/ 20,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	c/ 25,0	
	OK	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	**OK**	

$$Asw \geq 0{,}2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot s \cdot \text{sen}\,\alpha \geq \quad 2{,}57 \quad \text{cm²/m}$$

-Resistência à compressão diagonal do concreto deve satisfazer à expressão:

$$\frac{Vsd}{VRd2} + \frac{Tsd}{TRd2} \leq 1{,}0$$

0,46 + 0,01 = 0,47 < 1,00 **OK**

7. SEGURANÇA E DURABILIDADE

- Cobrimentos conforme norma
- Classe de agressividade ambiental
- Vida útil de projeto: **≥ 50 anos**

8. CONCLUSÃO

A ponte projetada apresenta condições adequadas de segurança para os esforços solicitantes decorrentes das cargas permanentes e móveis previstas nas normas vigentes. O dimensionamento atendeu aos critérios dos estados limites últimos e de serviço, garantindo resistência, estabilidade e durabilidade. A estrutura resultante possui desempenho compatível com o tráfego projetado e com as demandas de utilização da via.

São José das Missões/RS, 13 de novembro de 2025.

Responsável técnico

Engenheiro Civil
Sergio Patussi Neto
CREA/RS 206.635