

**GOVERNO DO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL
EGR - EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS**

**PROJETO BÁSICO DE AUMENTO DE CAPACIDADE DA
RODOVIA ERS-130**

RODOVIA: ERS-130
TRECHO: Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) – Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales)
SEGMENTO: km 69+190 ao km 70+800
EXTENSÃO: 1,610 km

**VOLUME ANEXO 1B - PROJETO DE OAE
Acesso a BRF e acesso a Santa Clara do Sul**



OUTUBRO/2019

SUMÁRIO

SUMÁRIO

1.	APRESENTAÇÃO	04
2.	MAPA DE SITUAÇÃO.....	07
3.	PARTE I - RELATÓRIO.....	09
	A. MEMÓRIA DESCRITIVA	10
	B. MEMÓRIA DE CÁLCULO	20
4.	PARTE II - ELEMENTOS GRÁFICOS	181
5.	PARTE III – QUADRO DE QUANTIDADES	191

1 - APRESENTAÇÃO

1. APRESENTAÇÃO

O presente documento, denominado Volume Anexo 1B – Projeto de OAE, integra o Projeto Básico de Aumento de Capacidade da Rodovia ERS-130, no trecho Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) – Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales), com extensão de 28,10 km.

Apresenta a memória descritiva, memória de cálculo e plantas do Projeto de OAE, contendo a descrição dos estudos, cálculos e suas conclusões e recomendações da obra inserida no segmento do que vai km 69+500 ao km 70+800.

1.1. Dados do Contrato

O Projeto Básico de Aumento de Capacidade da Rodovia ERS-130 foi elaborado pela STE - Serviços Técnicos de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato nº 043/2018 firmado junto a Empresa Gaúcha de Rodovias (EGR).

Os dados básicos relativos ao contrato são:

- Número do contrato: 043/2018
- Data de início: 04/09/2018
- Processo: 17/0496-0002393-7
- Objeto do contrato: Elaboração do Projeto Básico de aumento de capacidade da Rodovia ERS-130.

1.2. Volumes Integrantes do Projeto

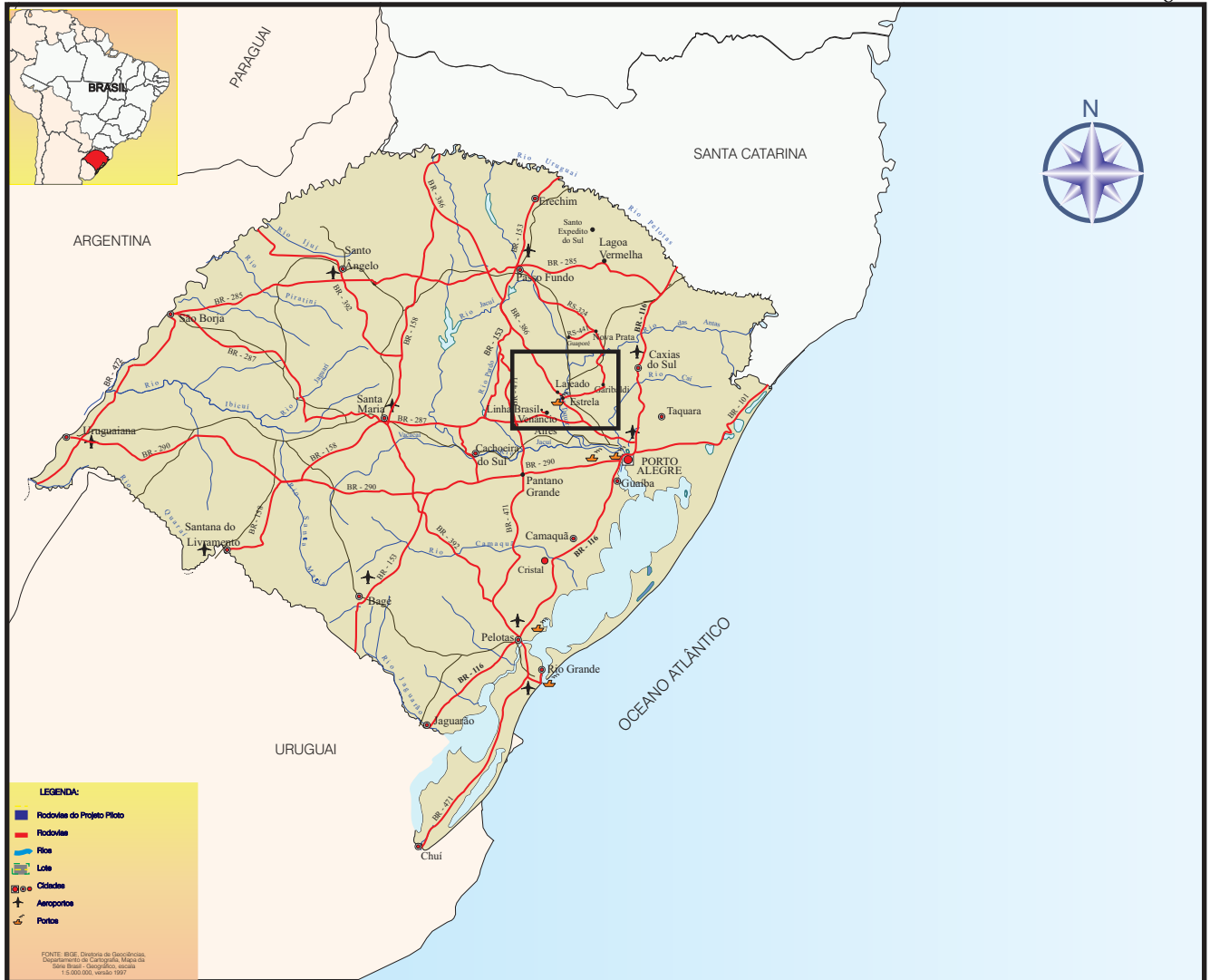
O presente Projeto Básico de Engenharia é composto dos seguintes volumes:

- **Volume 1 – Relatório do Projeto e Detalhamento:** contém a descrição dos estudos e projetos elaborados, bem como, os elementos gráficos dos projetos, com os detalhes e informações necessárias para a execução das obras.
- **Volume 1A – Projeto de Sinalização:** contém os desenhos relativos ao Projeto de Sinalização, com os detalhes e informações necessárias à execução das obras.

- **Volume 1B – Projeto de OAE:** contém as memórias e os desenhos relativos ao Projeto de OAE, com os detalhes e informações necessárias à execução das obras.
- **Volume 2 – Orçamento:** apresenta o orçamento estimado de todos os serviços e obras necessárias à execução das obras.

Porto Alegre, outubro de 2019.

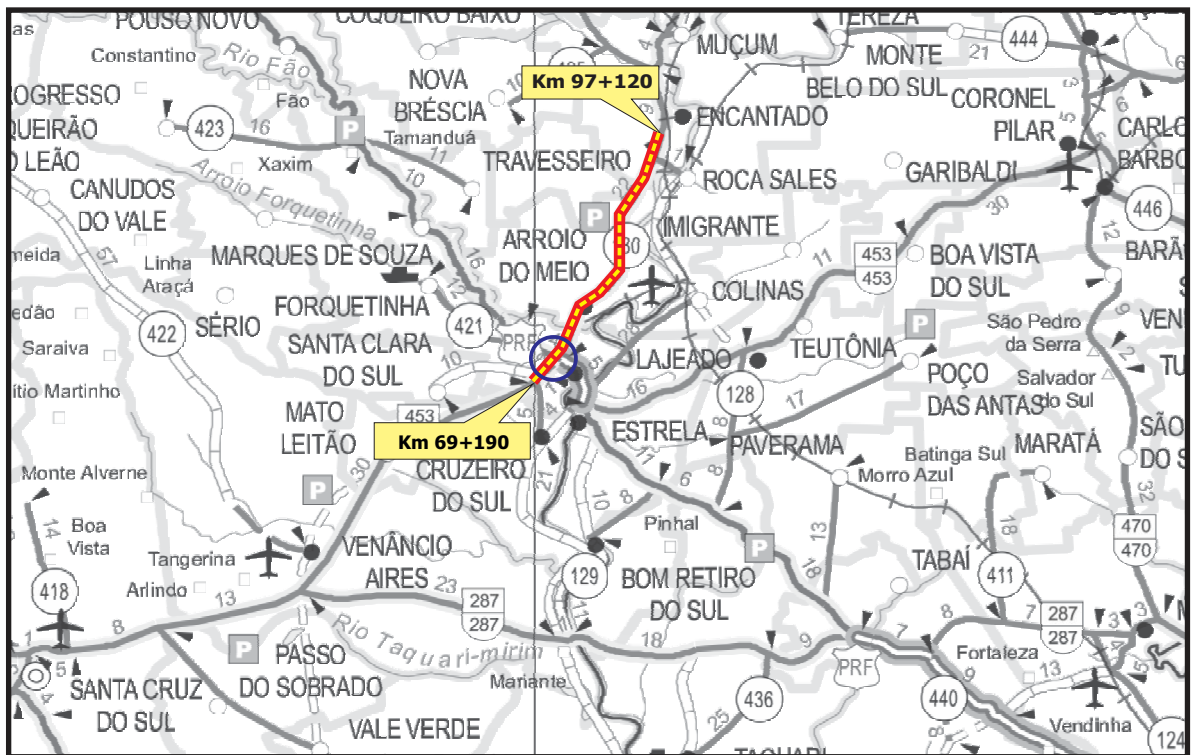
2 - MAPA DE SITUAÇÃO



LEGENDA:

- Rodovias do Projeto Piloto
- Rodovias
- Rios
- Lote
- Cidades
- ✈ Aeroportos
- ✈ Portos

FONTE: IBGE, Diretoria de Geodésias, Departamento de Cartografia, Mapa do Sul Brasil, Geográfico, escala 1:5.000.000, versão 1997



- TRECHO EM ESTUDO
- LOCAL DO PROJETO (ACESSO A BRF E ACESSO A SANTA CLARA DO SUL)



STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESCALAS: S/ESC.	RODOVIA: ERS-130 TRECHO: Entr. RSC-453(A)(p/ Venâncio Aires)-Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO: km 69+190 ao km 70+800 EXTENSÃO: 1,61 km	
DATA: OUT./2019	MAPA DE SITUAÇÃO	FOLHA: AP-01

3 – PARTE I - RELATÓRIO

A – MEMÓRIA DESCRITIVA

A. MEMÓRIA DESCRITIVA

1. Localização

Obra ser executada na ERS-130, no município de Lajeado.

2. Software Utilizado

Para a determinação dos esforços solicitantes será utilizado o programa computacional STRAP (Structural Analysis Program), versão PRO ADVANCED 2012, e o programa computacional SCIA Engineer, versão 15.

Estes programas serão utilizados para a geração da geometria do modelo, composição de cargas e verificação de resultados.

Para facilitar a construção de modelos estruturais, os programas estão divididos nas seguintes etapas:

- Geração da geometria: determinação das propriedades mecânicas das barras e dos elementos;
- Definição das condições de contorno (rotulas, apoios simples, engastes, molas, etc.);
- Definição dos carregamentos considerados (peso próprio, sobrecargas, cargas moveis, vento, etc.);
- Cálculo matricial do modelo;
- Verificação dos resultados.

Para o dimensionamento dos pilares foi utilizado o programa computacional PCalc.

Para o dimensionamento geotécnico das estacas foram utilizadas as planilhas de cálculo do site Engenharia.com.br – Programas de Fundações.

Para a confecção da parte gráfica do projeto foi utilizado o software AllPlan.

3. Características Gerais

- Tipo de obra: ERS130
- Situação geométrica: Em rampa
- Extensão: 26,50m

- N° de vãos: 1
- Largura: 13,00m
- Trem tipo: TB 45

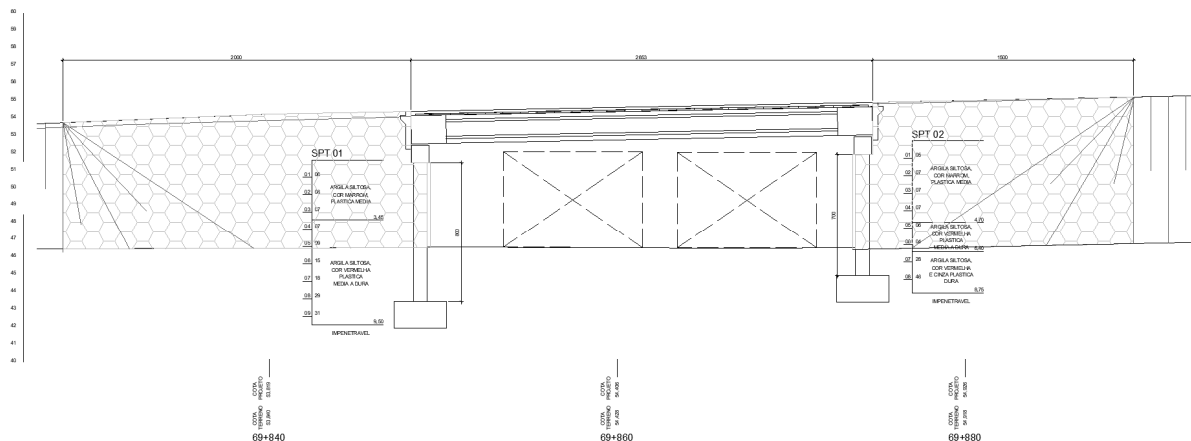


Figura A. 1: Vista lateral da obra

4. Características da Superestrutura

- **Longarinas:** 5 longarinas com seção “I”, pré-fabricadas e protendidas. As longarinas possuem um afastamento de 2,65m entre si.
- **Transversinas:** 2 transversinas de apoio.
- **Pré-laje:** As lajes pré-fabricadas utilizadas no presente projeto são de dois tipos, lajes pré-fabricadas passantes para as vigas extremas e lajes pré-fabricadas intermediárias. Todas as lajes pré-fabricadas possuem altura de 10 cm e largura de 100cm.
- **Laje:** A espessura da laje será de 15 cm, como a inclinação de 2,0% para drenagem superficial será aplicada nos calços sob as longarinas, a espessura da laje será constante.
- **Barreira:** Serão utilizadas barreiras do tipo New Jersey em cada lado da pista de rolamento para delimitação do tráfego.

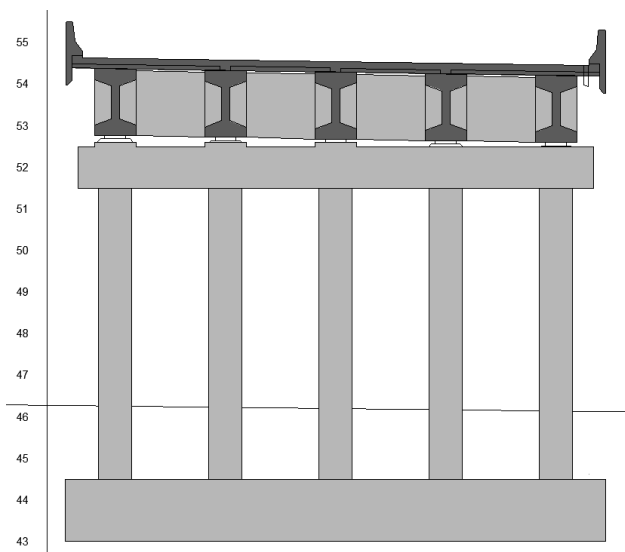


Figura A. 2: Projeção da seção transversal

5. Características da Meso-estrutura e Infraestrutura

- **Encontros:** Os encontros serão do tipo leve, formados por travessa e cortina.
- **Sapatas:** As sapatas possuem dimensões iguais a 300x1300x150.
- **Pilares:** Os pilares serão quadrados com dimensões iguais a 80x80.
- **Laje de transição:** A laje de transição será apoiada na cortina de entrada, o posicionamento da laje de transição deve respeitar o afastamento de 2cm da cortina. A laje de transição possui 400cm de largura e 30cm de espessura.

6. Carregamento móvel da estrutura

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo			Cargas Uniformemente Distribuídas				Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Tabela A. 1: Cargas dos veículos NBR7188/2014

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviário padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5KN/m² (carga de multidão).

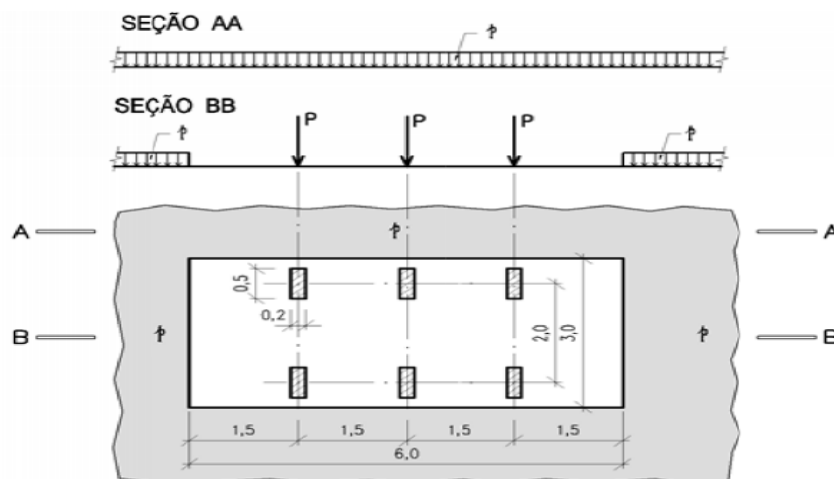


Figura A. 3: carga móvel

7. Classe de Agressividade

A classificação da classe de agressividade foi feita de acordo com a tabela 6.1 da NBR6118/2014

Tabela 6.1 – Classes de agressividade ambiental (CAA)

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

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

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

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

Tabela A. 2: Tabela 6.1 NBR6118/2014 – Classe de agressividade ambiental

A estrutura, em decorrência das suas condições executivas e localização, está classificada na Classe de Agressividade Ambiental II.

8. Materiais da Estrutura

Definida a classe de agressividade, podemos através da tabela 7.1 da NBR6118/2014 avaliar a relação água/cimento das peças, bem como as classes de concreto mínimas a serem adotadas para a estrutura.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

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

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Tabela A. 3: Tabela 7.1 NBR6118/2014 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Os principais materiais estruturais empregados na estrutura são:

Superestrutura:

- Concreto $f_{ck} = 35$ Mpa
- Relação água/cimento = 0,55
- Aço CA 50
- Aço CP 190 RB

Meso e infraestrutura:

- Concreto $f_{ck} = 30$ Mpa
- Relação água/cimento = 0,60
- Aço CA 50

Tabela 13.4 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

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

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

NOTAS

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

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

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

Tabela A. 4: Tabela 13.4 NBR6118/2014 – Correspondência entre a classe de agressividade e a fissuração

9. Requisitos de Qualidade da Estrutura

Em conformidade com a Norma NBR 6118, da qual são transcritos os termos específicos e definições, a estrutura de concreto deve atender aos requisitos mínimos de qualidade durante sua construção e serviço, e aos requisitos adicionais estabelecidos em conjunto entre o autor do projeto estrutural e o contratante.

Os requisitos de qualidade de uma estrutura de concreto são classificados em três grupos distintos a seguir relacionados.

9.1. Capacidade Resistente

A capacidade resistente consiste basicamente na segurança à ruptura.

9.2. Desempenho em Serviço

O desempenho em serviço consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada.

9.3. Durabilidade

Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

10. Requisitos para Durabilidade da Estrutura

A estrutura de concreto deve ser construída de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto conserve sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil.

10.1. Agressividade do Ambiente

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto. No projeto da estrutura corrente, foi considerada a Classe de Agressividade Ambiental II de acordo com o apresentado na tabela 6.1 da NBR 6118.

10.2. Qualidade do Concreto

A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura. Em decorrência da existência de uma forte correspondência entre a relação água/cimento, a resistência à compressão do concreto e sua durabilidade o concreto a ser utilizado na execução da estrutura deverá corresponder ao indicado no item 3.8 deste relatório.

10.3. Cobrimento

De acordo com a norma os cobrimentos nominais mínimos para as peças de concreto ficam assim definidos:

Tipo de elemento	Cobrimento nominal mínimo (mm)			
	I	II	III	IV
Laje em concreto armado	20	25	35	45
Viga/Pilar em concreto armado	25	35	40	50
Elementos em contato com solo	30	30	40	50
Laje protendida	25	30	40	50
Viga/Pilar em concreto protendido	30	35	45	55
Pilar em contato com o solo	45	45	45	50

Tabela A. 5: Cobrimentos nominais mínimos – NBR6118/2014

CALCULO COBRIMENTO MINIMO

Classe de agressividade ambiental: 2,00 II

CONCRETO ARMADO	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Relação a/c	0,65	0,55	0,55	0,45
Classe minima	20	25	30	40

CONCRETO PROTENDIDO	Classe de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
Relação a/c	0,6	0,55	0,5	0,45
Classe minima	25	30	35	40

Tipo de elemento	Relação a/c	Classe minima de concreto (Mpa)	Classe adotada de concreto (Mpa)
Concreto armado	0,55	25	30
Concreto protendido	0,55	30	35

De acordo com a observação da norma podemos adotar redução de até 5mm no cobrimnto caso a Classe de concreto adotada seja superior a minima.

Tipo de elemento	Cobrimento mínimo (mm)	Cobrimento reduzido (mm)	Cobrimento adotado (mm)
Laje em concreto armado	25	20	30
Viga/Pilar em concreto armado	30	25	30
Elementos em contato com solo	30	25	30
Laje protendida	30	25	30
Viga/Pilar em concreto protendido	35	30	30
Pilar em contato com o solo	45	40	40

11. Referência Bibliográfica

Os estudos e projetos atendem o prescrito na IS-214, bem como o Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias - DNIT/2004, publicação IPR-709, a Norma de Inspeções de Pontes - DNIT-010/2004-PRO, o Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais - DNER/1996 e demais Normas da ABNT, aplicáveis ao caso.

- NBR 7187/2003 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento – ABNT;
- NBR 7188/2013 – Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarela de pedestre – ABNT;
- NBR 6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – ABNT;
- NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento – ABNT;
- NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – ABNT;
- NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações – ABNT.
- NBR 8800/2008 – Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto – ABNT.
- NBR 9062/2017 – Projeto e execução de concreto pré-moldado - ABNT
- Normas, manuais e especificações aplicáveis ao caso.

B – MEMÓRIA DE CÁLCULO

B. MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. Características Geométricas

1.1. Pré Dimensionamento

No pré-dimensionamento busca-se obter através de relações empíricas as formas e as dimensões do conjunto de elementos que permite definir a alternativa de projeto mais adequada. Para o pré-dimensionamento devem ser respeitados os critérios apresentados no Manual de Projeto de Obras de Arte Especiais – DNER (1996) e no código Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido – NBR-7187 (2003),

A largura da seção transversal foi obtida somando-se os valores das larguras dos seguintes elementos necessários à mesma:

- Duas faixas de rolamento, largura de cada faixa: 3,60m;
- Acostamento: lado direito e esquerdo = 2,50m;
- Elementos de Proteção: barreiras = 0,40 m;

Desta forma se obteve para a ponte uma largura total de 13,00 metros.

Do ponto de vista de drenagem do tabuleiro, as seções transversais deverão atender a:

- Não possuir declividades transversais nulas.
- Sempre que possível, manter-se uma única situação transversal das pistas.

1.2. Pré Dimensionamento do tabuleiro Pré-moldado

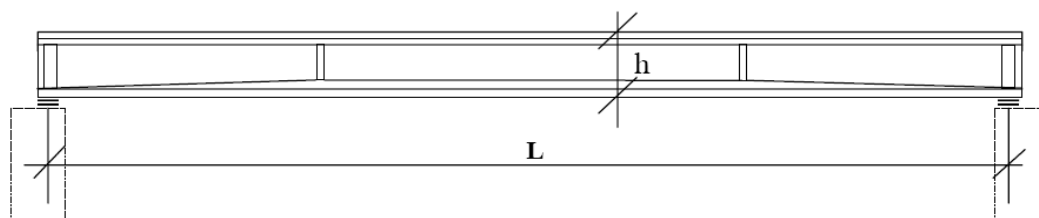


Figura B. 1: Vista Lateral

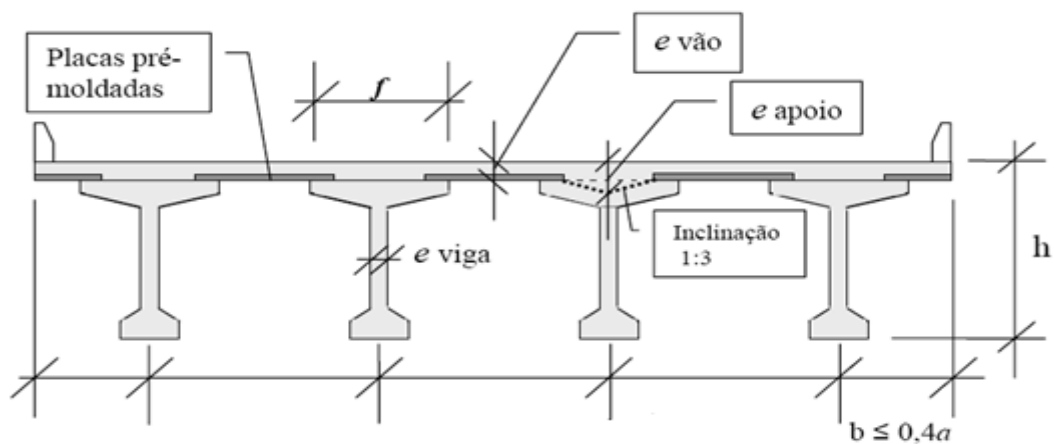


Figura B. 2: Seção Transversal

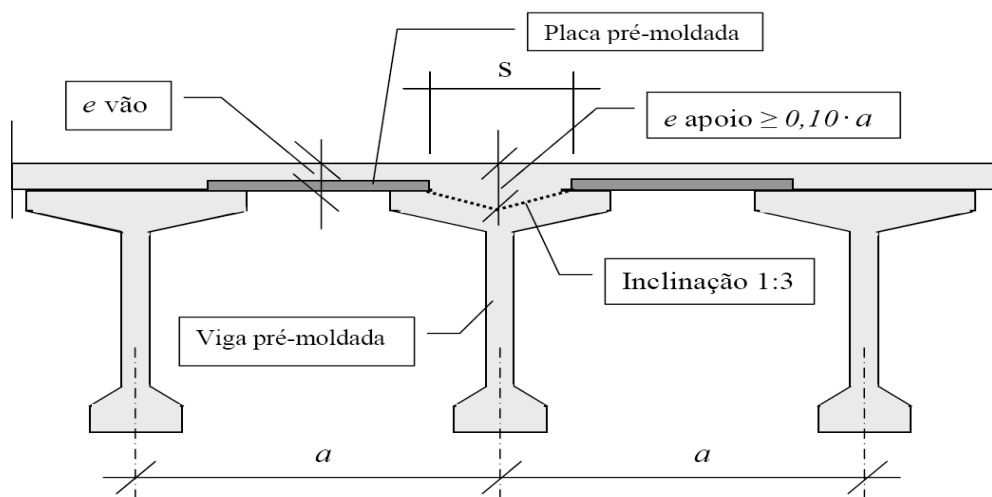


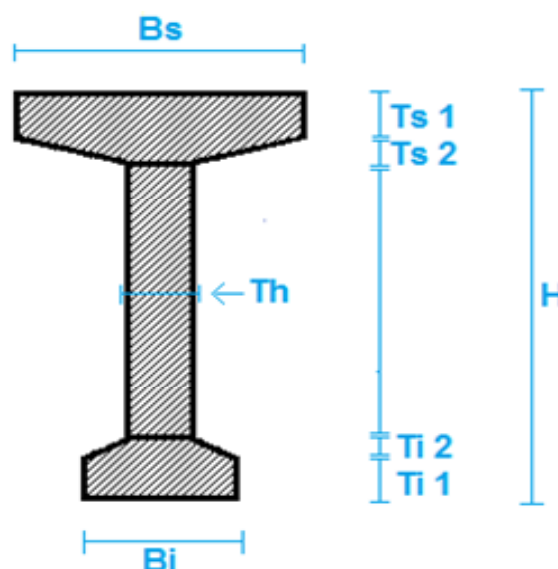
Figura B. 3: Seção Transversal

Comprimento adotado para a longarina (L):	26,50	m
Altura adotada para a longarina (H):	1,60	m
Relação L/H:	16,5625	
Distancia mínima entre vigas:	2,00	m
Distancia máxima entre vigas:	3,50	m
Distancia adotada entre vigas (a - adotado):	2,65	m
Largura mínima da mesa superior:	0,424	m
Largura máxima da mesa superior:	0,88	m
Largura adotada para a mesa superior:	0,85	m
Balanço ideal para o tabuleiro:	1,06	m
Balanço adotado:	0,76	m
Espessura mínima (e):	0,19875	m
Espessura adotada:	0,25	m
Espessura mínima no apoio (e - apoio):	0,265	m
Espessura adotada no apoio:	0,29	m
Distancia adotada entre as bordas das lajotas:	0,25	m
Comprimento de apoio da lajota:	0,30	m

1.3. Longarinas

H	1,60	m
Bs	0,85	m
Bi	1,00	m
Ts1	0,25	m
Ts2	0,15	m
Th	0,20	m
Ti1	0,25	m
Ti2	0,15	m
X *	0,85	m

* Valor de Th nos apoios. Caso a largura da alma seja a mesma em toda a viga, ignorar este campo e deixá-lo em branco.



1.3.1. Laje Colaborante

Viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 L$

Tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 L$

Tramo com momento nas duas extremidades: $a = 0,60 L$

Tramo em balanço: $a = 2,00 L$

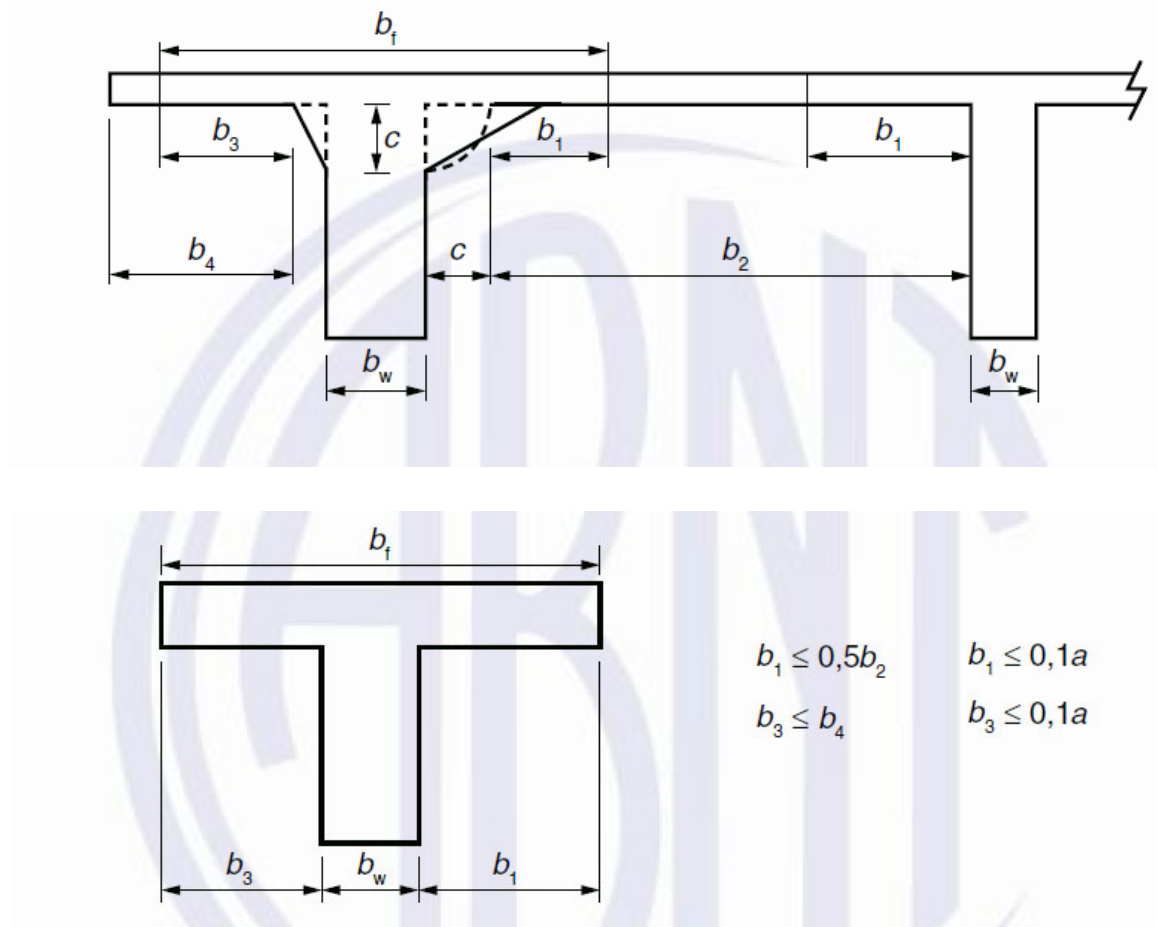


Figura B. 4: Largura da mesa colaborante NBR6118:2014

Vão livre:	26,50	m
a:	1,00	
Largura da mesa superior:	0,85	m
Distancia entre vigas:	2,65	m
bw:	0,20	m
b2:	1,80	m
b1:	0,90	m
c:	0,325	m
bf:	2,65	m

1.4. Laje e Lajotas

Espessura da lajota: 10 cm

Espessura da capa: 15 cm

Espessura da laje: 25 cm

Largura da laje: 1300 cm

Largura da lajota extrema: 357 cm

Largura da lajota interna: 240 cm

1.4.1. Vista Transversal

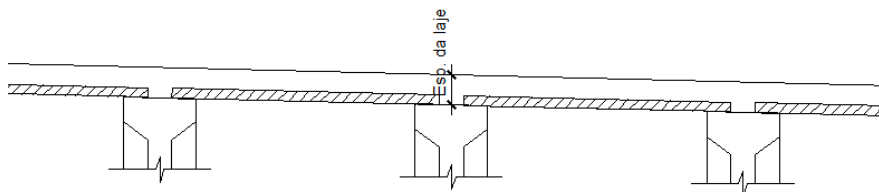


Figura B. 5: Vista Transversal

1.4.2. Lajota Externa

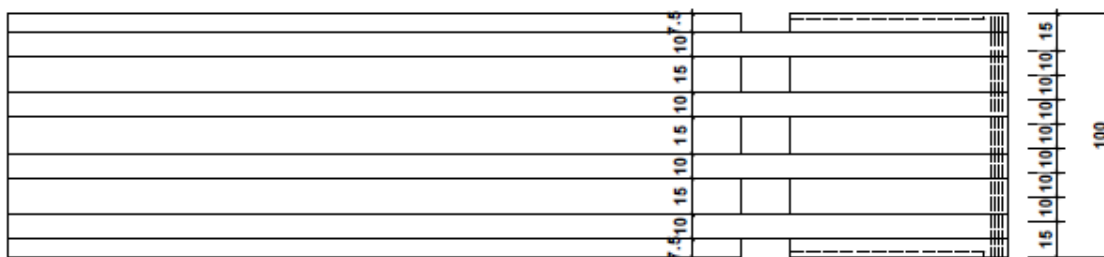


Figura B. 6: Vista Superior da Lajota extrema

1.4.3. Lajota Interna

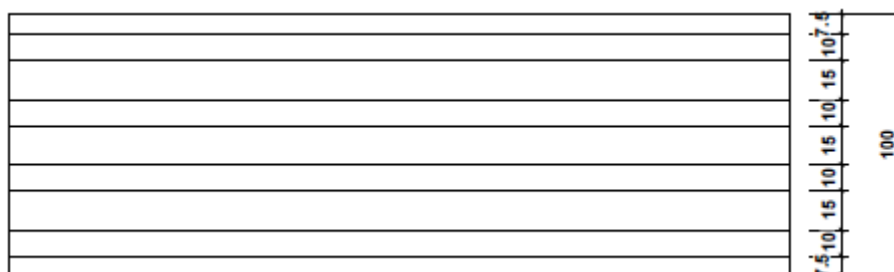


Figura B. 7: Vista superior da Lajota interna

1.5. Guarda Rodas

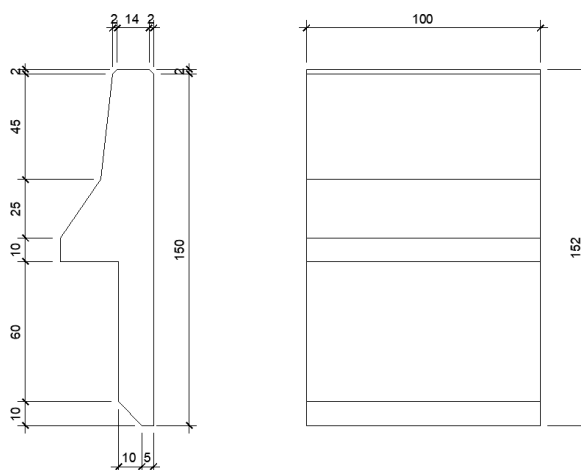


Figura B. 8: Seção Transversal e Longitudinal do Guarda Rodas

* O guarda rodas será adicionado no modelo de cálculo como carregamento.

Encontros

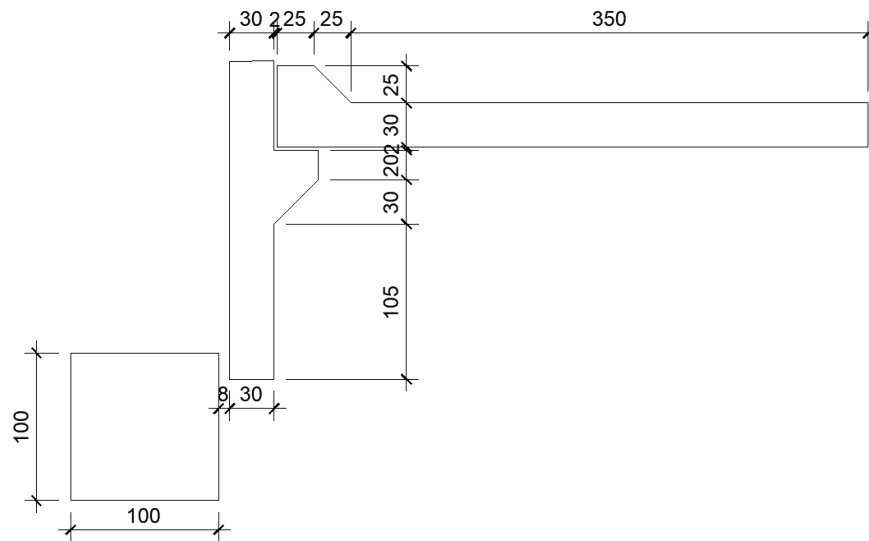


Figura B. 9: Seção transversal do Encontro

1.6. Propriedades no Programa Computacional

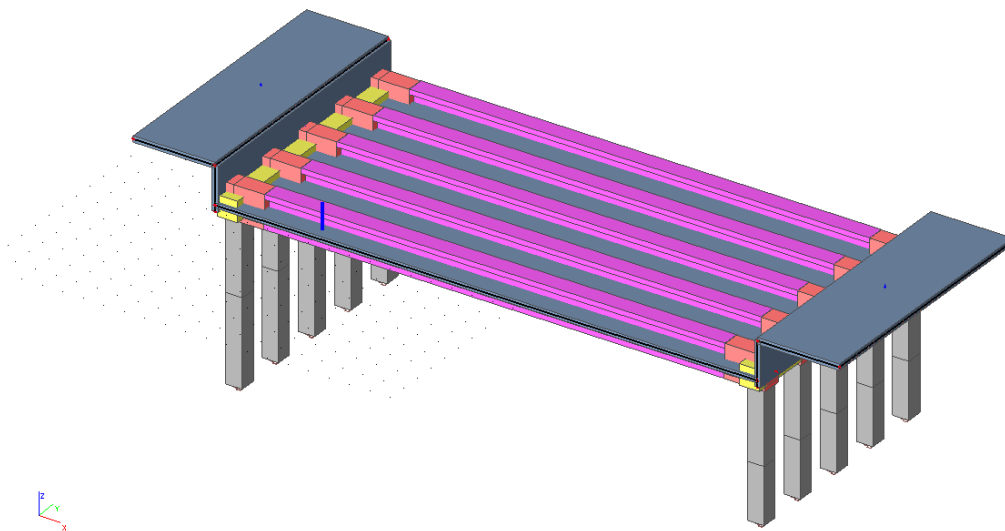


Figura B. 10: Modelo computacional de análise

2. Modelos para Cálculos

Para o correto dimensionamento da estrutura serão elaborados cinco (05) modelos de cálculo, sendo eles:

Modelo de Cálculo 01:

- Característica: Modelo de cálculo da superestrutura, em barras, sem protensão e sem molas.
- Objetivo: Dimensionamento da protensão.

Modelo de Cálculo 02:

- Característica: Modelo de cálculo da superestrutura, em barras, com protensão e com molas.
- Objetivo: Dimensionamento dos aparelhos de apoio.

Modelo de Cálculo 03:

- Característica: Modelo completo em barras, com protensão e com molas.
- Objetivo: Dimensionamento da armadura frouxa das longarinas, dimensionamento das transversinas, dimensionamento da mesoestrutura e dimensionamento da infraestrutura.

Modelo de Cálculo 04:

- Característica: Modelo de cálculo da superestrutura, em malhas, com protensão e com molas.
- Objetivo: Dimensionamento da laje e laje de transição.

Modelo de Cálculo 05:

- Característica: Modelo de cálculo da superestrutura, em barras, sem laje e guarda rodas, com molas.
- Objetivo: Dimensionamento das longarinas na pré-cura.

2.1. Modelo 1 – Definição da Protensão

2.1.1. Carregamentos Permanentes

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

2.1.1.1. Peso próprio da Estrutura

O peso próprio é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

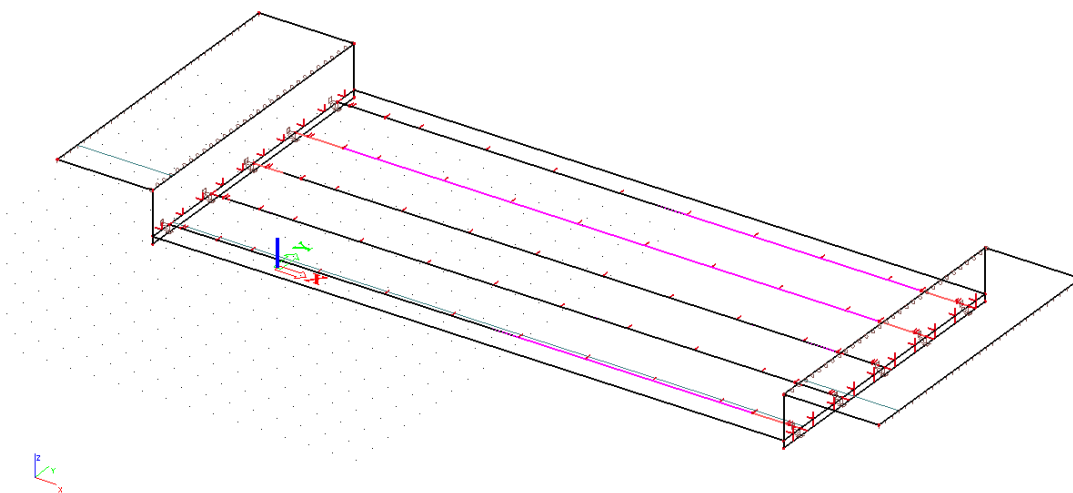


Figura B.11: Carga de Peso Próprio

2.1.1.2. Peso Próprio Guarda Rodas

O peso próprio é função do peso específico dos materiais e do volume de concreto. Para a determinação do peso por m de guarda rodas devemos calcular a correta área transversal da peça.

Área da seção transversal = 0,31 m²

Peso por m linear = 0,31 x 2,5 = 0,780tf/m

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio do Guarda Rodas.

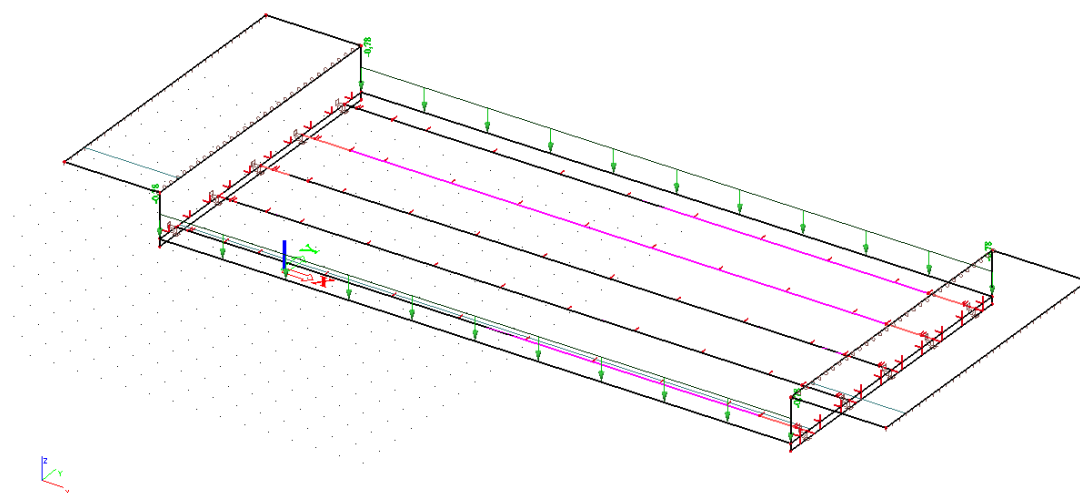


Figura B. 12: Carga do Guarda Rodas

2.1.1.3. Pavimentação e Recapeamento

Segundo a NBR 7187/2003 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), deve-se considerar 24 kN/m³ (2400 kg/m³) para o carregamento correspondente a uma camada de 7,0 cm de CBUQ. Sendo assim:

$$CBUQ = \text{Peso específico do material} \times \text{Espessura da camada}$$

$$CBUQ = 2400 \text{ kg} / \text{m}^3 \times 0,07 \text{ m} = 168 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0,168 \text{ tf} / \text{m}^2$$

Para o cálculo a obra em questão também será considerada uma camada de recapeamento no valor de 0,2ton/m².

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

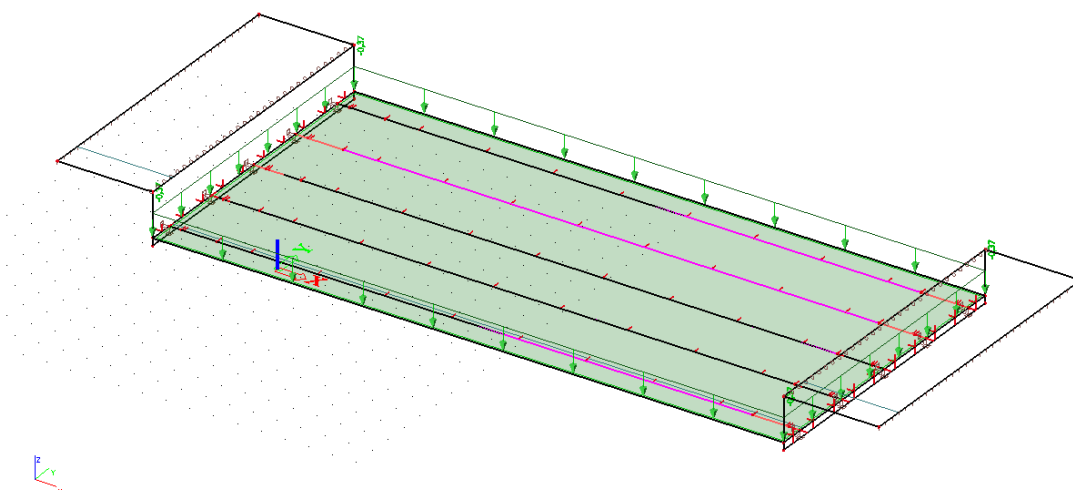


Figura B. 13: Carga de Pavimentação e Recapeamento

2.1.2. Carregamentos Variáveis

2.1.2.1. Carga Móvel: TREM TIPO E CARGA DE MULTIDÃO

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo		Cargas Uniformemente Distribuídas					Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviária padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5KN/m² (carga de multidão).

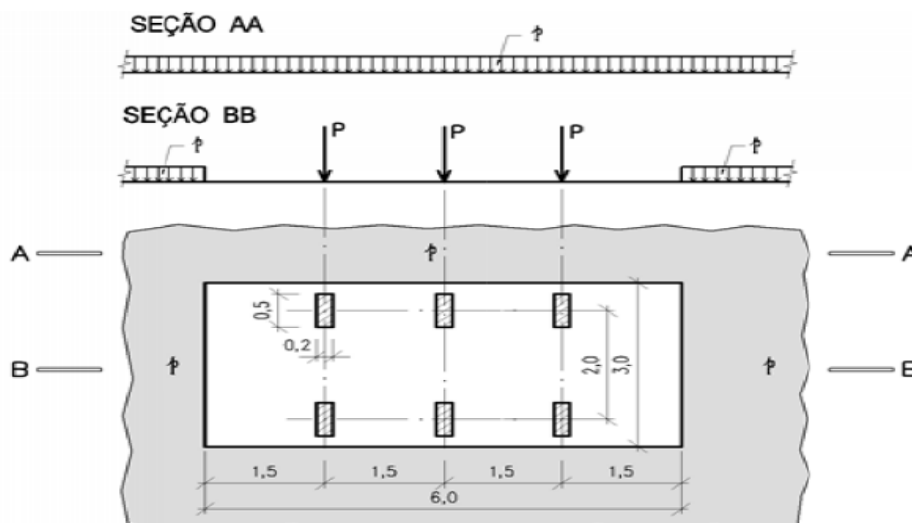


Figura B. 14: Trem-tipo

Veículo tipo

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas $P = 75\text{KN}$ cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si 1,5m e de largura 2m. As cargas que constituem o trem-tipo, mantém entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal, que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da solicitação. Diz ainda a NBR 7188/2014 que para obter efeitos mais desfavoráveis deve haver uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas. Além das cargas estáticas o veículo tipo será inserido no modelo já amplificado por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

Carga de multidão

A carga de multidão “p” é aplicada sobre todo o tabuleiro da estrutura. É uma carga fictícia, e procura levar em consideração a ocupação máxima de pessoas na estrutura. Segundo a NBR 7188/2014 deve-se considerar 500 kg/m^2 ($0,5\text{ ton./m}^2$) para a carga nas faixas de rodagem. Além desse valor estático a carga de multidão será inserida no modelo já amplificada por coeficientes de majoração conforme visto adiante. Para a fase de construção foi adotada uma carga de multidão no valor de 100kg/m^2 .

Coefficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2014, além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sob os valores de carregamento gerado tanto pelo veículo tipo como pela carga de multidão.

Conforme a norma a definição dos coeficientes de majoração das cargas móveis é apresentada da seguinte forma:

Veículo tipo: $Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

Q = carga concentrada majorada

P = carga vertical estática = 75KN

Carga de multidão: $q = p \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

q = carga de multidão majorada

p = carga de multidão estática = 5KN/m²

A seguir são definidos os coeficientes de majoração:

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical: amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / L + 50)$$

Sendo L o vão de 26,5 m, temos:

$$CIV = 1,277$$

CNF: Coeficiente do Número de Faixas: corrige distorções estatísticas

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

n : número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) = 1,0$$

CIA: Coeficiente de Impacto Adicional: consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal,

normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional, abaixo definido.

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

De tal forma a carga móvel é majorada e inserida no modelo de cálculo como segue:

Carga de multidão:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 7,981\text{N/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 = 6,38\text{KN/m}^2$$

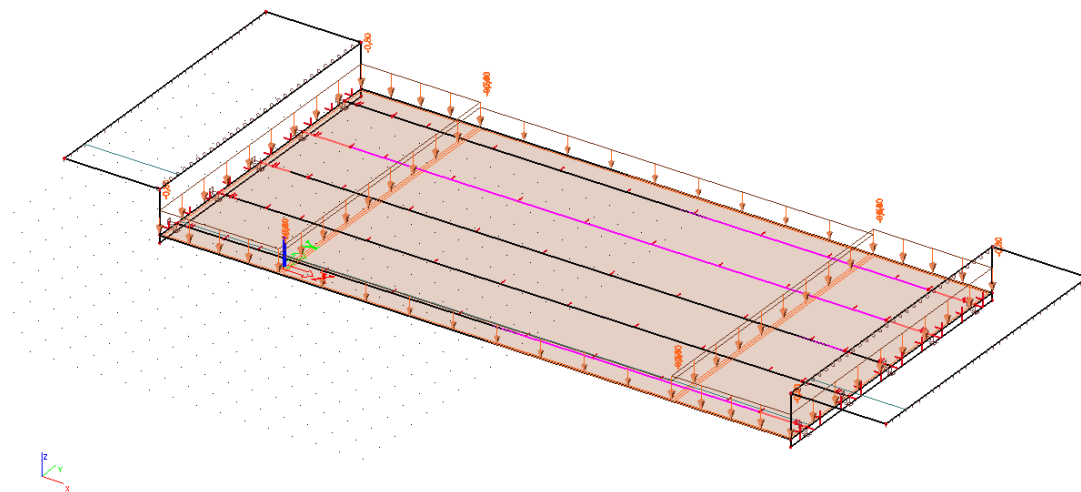


Figura B. 15: Cargas de multidão

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 119,72\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 = 95,78\text{KN}$$

Dado que a carga de multidão majorada foi aplicada no modelo computacional em toda a área do tabuleiro podemos reduzir o valor dos veículos tipo na área do trem-tipo (18m²).

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = 119,72 - (7,981 \times 18/6) = 95,78\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = 95,78 - (6,38 \times 18/6) = 76,64\text{KN}$$

As posições do veículo tipo são variáveis ao longo da linha de influência (pista de tráfego), exercendo, ao todo, 30 posições distintas por pista de tráfego com espaçamento entre veículos tipo constante. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do veículo tipo.

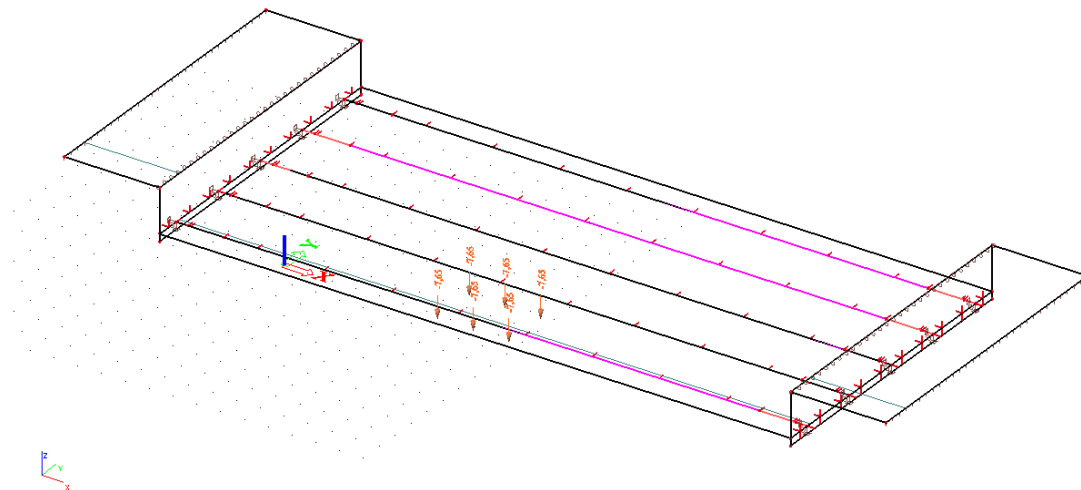


Figura B. 16: Carga de veículo tipo para trecho corrente

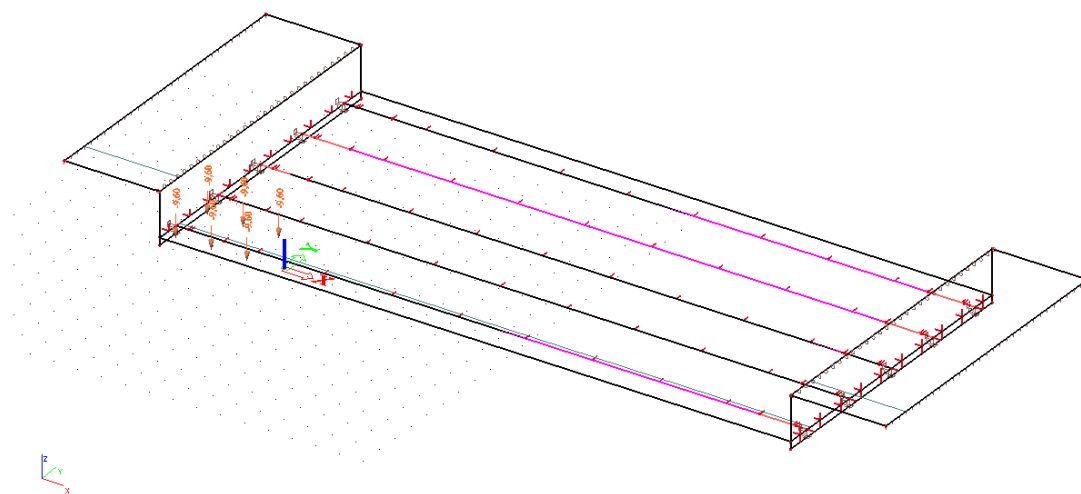


Figura B. 17: Carga de veículo tipo para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

2.1.3. Grupo de Carga

CP: Carga permanente: - Peso próprio

- Peso próprio da estrutura
- Peso próprio do guarda rodas
- Pavimentação e recapeamento

CM: Cargas Móveis: - Cargas horizontais em “X”

- Trem tipo TT45 + Carga de multidão

2.1.4. Combinações

Estados limites: Os estados limites podem ser estados limites últimos ou de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles constituídas.

Estados limites de serviço:

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter quatro diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- **Combinações carga permanente:** Combinações que atuam durante todo o do período de vida da estrutura;

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{GI,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CCP	1				

- **Combinações quase permanente:** Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{GI,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CQP	1	0,3			

- **Combinações frequentes:** Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{GI,K} + \psi_{1j} F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,K}$$

VIGA LONGARINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,5			

- **Combinações raras:** Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{GI,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CRS móvel	1	1			

2.1.5. Envoltórias de Combinações

Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados do programa envoltórias de combinações, sendo elas:

- Envoltória de combinação quase permanente;
- Envoltória de combinação frequente de serviço;
- Envoltória de combinação rara de serviço;

2.1.6. Esforços

2.1.6.1. Longarinas

- Combinação carga permanente:

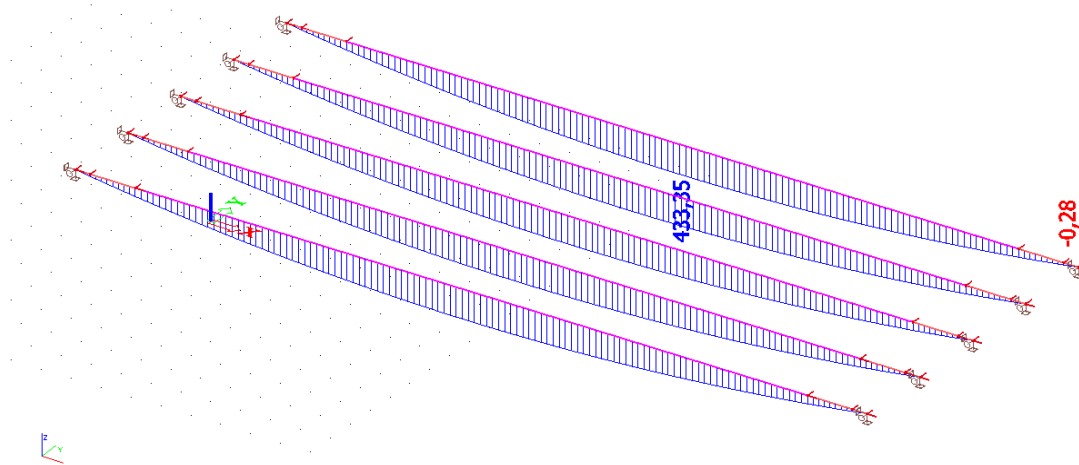


Figura B. 18: CCP - Momento $M_2 = 433,35$ tfm

- Envoltória de combinação quase permanente

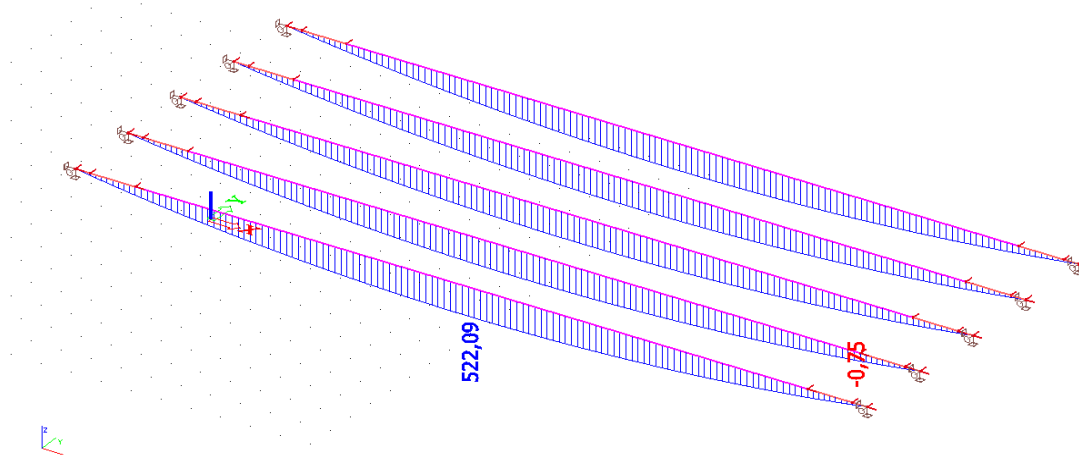


Figura B. 19: CQP - Momento $M_2 = 522,09$ tfm

- Envoltória de combinação frequente de serviço:

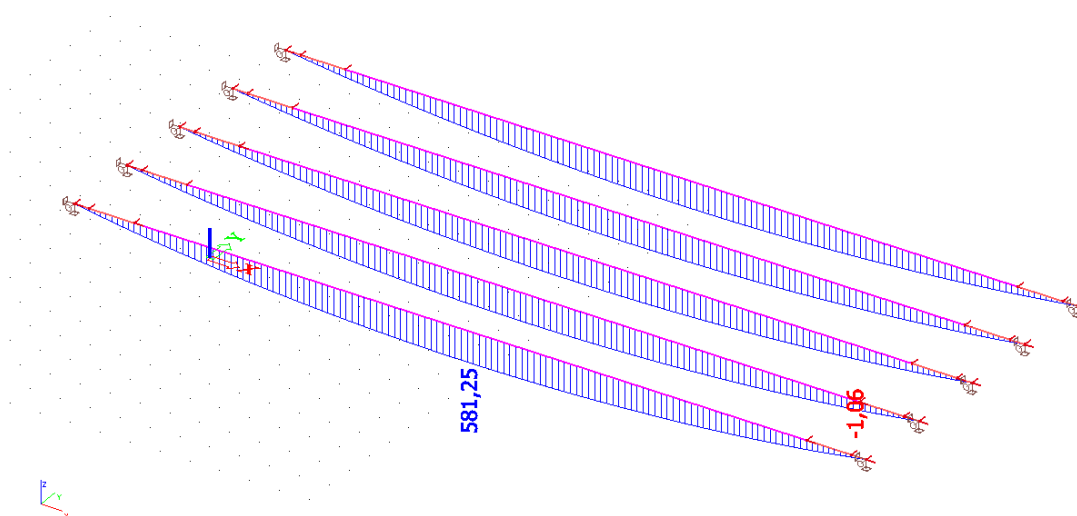


Figura B. 20: CFS - Momento $M_2 = 581,25$ tfm

- Envoltória de combinação rara de serviço:

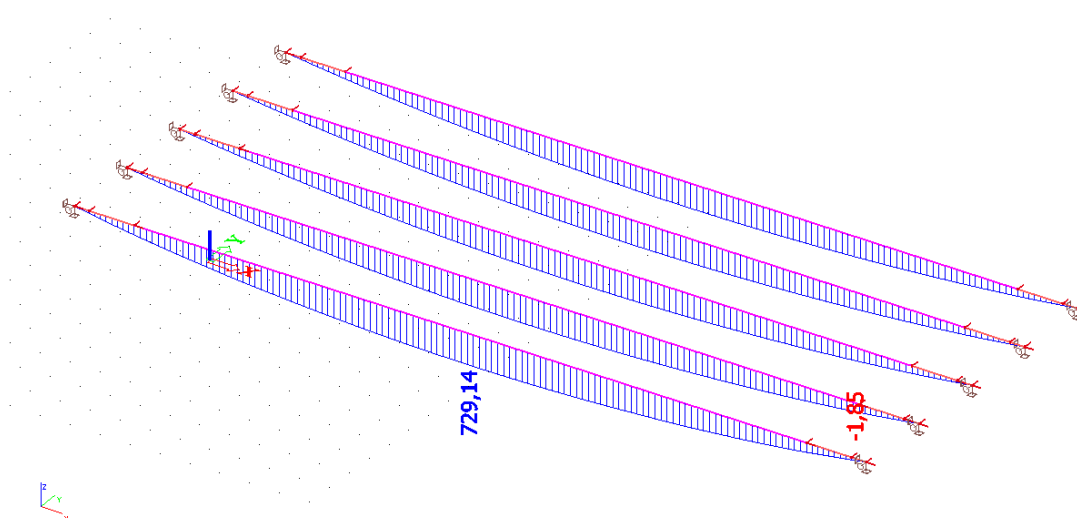


Figura B. 21: CRS - Momento $M_2 = 729,14$ tfm

2.1.7. Dimensionamento

1 - DADOS

Comprimento da viga	26,50 m
Altura da viga	1,60 m
Largura da laje colaborante	2,00 m
Espessura da laje colaborante	0,25 m
Centróide da armadura frouxa	0,13 m
Centróide da protensão	0,12 m

2 - CRITÉRIOS:

As unidades utilizadas nesse memorial, exceto indicação contrária, são as seguintes:

2.1 - Momentos fletores: KN.m

2.2 - Esforços cortantes: KN

2.3 - Armaduras: cm²

3 - MATERIAIS UTILIZADOS

3.1 - Concreto

3.1.1 - Superestrutura Mpa

3.2 - Aço

3.2.1 - Armaduras passivas: Concreto armado ▼

3.2.2 - Armaduras de protensão: Concreto protendido ▼

4 - ESFORÇOS STRAP

Momentos fletores máximos para:

* carregamento do peso próprio da viga (Mpp)	<input type="text" value="3037,8"/>	KN.m
* combinação da carga permanente (Mcp)	<input type="text" value="4333,5"/>	KN.m
* combinação quase-permanente (Mcqp)	<input type="text" value="5220,9"/>	KN.m
* combinação frequente (Mcf)	<input type="text" value="5812,5"/>	KN.m
* combinação rara de serviço (Mr)	<input type="text" value="7291,4"/>	KN.m
* combinação última normal (Mu)	<input type="text"/>	KN.m

6 - PROTENSÃO NECESSÁRIA NA SEÇÃO MAIS SOLICITADA

Tipo de protensão utilizada ==> Protensão completa Protensão limitada

M: momento calculado

σ_i : tensão admissível nas fibras superiores

W_i: módulo resistente a flexão nas fibras inferiores

K_i: distância nuclear para as fibras inferiores

ep: excentricidade da força de protensão em relação ao CG

0,48388 m ³

0,37473 m

1,01579 m

6.1 - Carregamento quase-permanente (CQP)

Utilizando estado limite de descompressão:	$\sigma_t =$ 0 KN/cm ²
	M = 5220,9 KN.m
Força de protensão necessária (P _{cqp}):	P _{cqp} = 3754,63 KN

6.2 - Carregamento frequente

Utilizando estado limite de abertura de fissuras:	$\sigma_t =$ [redacted] KN/cm ²	
	M = [redacted] KN.m	
Utilizando estado limite de formação de fissuras:	$\sigma_t =$ 2246,97 KN/cm ²	
	M = 5812,5 KN.m	
Utilizando estado limite de descompressão:	$\sigma_t =$ 0 KN/cm ²	
	M = 5812,5 KN.m	
Força de protensão necessária (P _{cf}) para:		
protensão parcial	protensão limitada	protensão completa
P _{cf} = [redacted] KN	P _{cf} = 3398,18 KN	P _{cf} = 4180,09 KN

6.3 - Carregamento raro ou excepcional

Utilizando estado limite de formação de fissuras:	$\sigma_t =$ 2246,97 KN/cm ²
	M = 7291,4 KN.m
Força de protensão necessária (P _{cr}):	P _{cr} = 4461,74 KN

6.4 - Força de protensão necessária adotada: P_α = 3754,63 KN

6.5 - Definição das cordoalhas de pré tensão



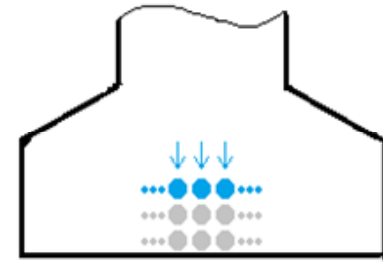
Os cabos serão dispostos em linhas horizontais na aba inferior.



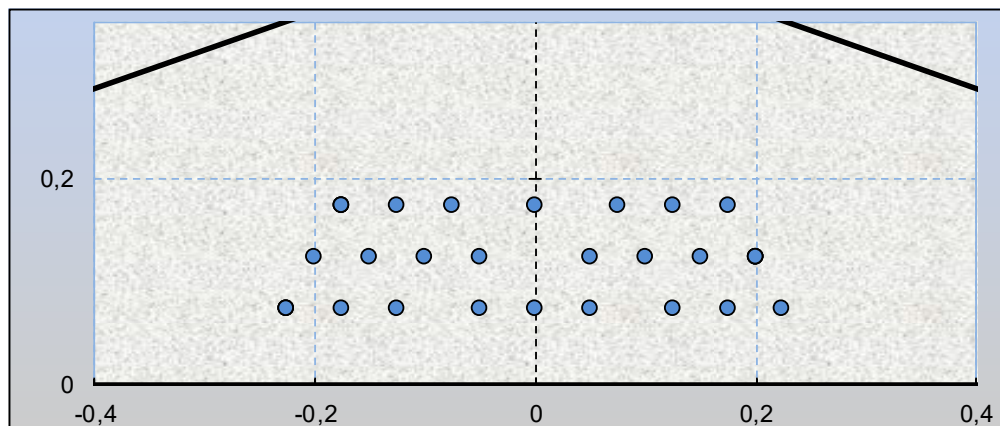
-cordoalhas na primeira linha:
-diâmetro de cordoalha:



-cordoalhas na segunda linha:
-diâmetro de cordoalha:



-cordoalhas na terceira linha:
-diâmetro de cordoalha:



Considerando um aço de relaxação e uma perda de 17 % na protensão inicial, a força deverá ser de 4516,36 kN, sendo a força máxima suportável em cada cordoalha 23,1304 tf e a força de fato empregada em cada cordoalha 19,5907238 tf, ou 192,185 kN.

Para este diâmetro de cordoalha (15,2mm) será necessário um número mínimo de 24 cordoalhas. O número atual é de 24 cordoalhas.

7 - PERDAS

7.1 - Características do concreto e ambiente

cimento de alta resistência inicial (CP V) de endurecimento rápido e um abatimento entre 0cm - 4cm SLUMP

- C** - temperatura média diária: 20 graus
 Δt_{ef} - período em dias em que a temperatura média diária pode ser admitida constante: 10 dias.
 t_o - idade fictícia do concreto em que o efeito da retração passa a ser considerado : 3 dias.
U - umidade relativa do ambiente : 75 %
 γ - coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente = 1,74082
 U_{ar} - perímetro externo da seção em contato com o ar : 602 cm
 h_{fic} - espessura fictícia da peça : 45,8 cm para coeficientes A, B, C, D e E
45,8 cm para ϵ_{2s} e φ_{2c}

7.2 - Características do aço protendido

E_p - módulo de elasticidade da armadura: 195000 Mpa , 1987768 kgf/cm²
 F_{ptk} - resistência de ruptura : 1900 Mpa , 19368 kgf/cm²
 F_{pyk} - resistência de escoamento 0,2% : 1615 Mpa , 16462,8 kgf/cm²

Limites de tensão no instante da protensão

- aços de relaxação normal: 90% de F_{pyk} = 1453,5 Mpa , 14816,5 kgf/cm²
- aços de relaxação baixa: 85% de F_{pyk} = 1372,75 Mpa , 13993,4 kgf/cm²
 P_i - protensão máxima aplicada pelo equipamento : 470177 Kgf , 470,177 ton

Limites de tensão no instante da liberação das cordoalhas

- aços de relaxação normal: 87% de f_{pyk} = 1405,05 Mpa, 14322,6 kgf/cm²
- aços de relaxação baixa: 82% de f_{pyk} = 1324,3 Mpa, 13499,5 kgf/cm²
 P_o - prot. máxima na armadura no instante da liberação : 444965 Kgf , 444,965 ton

7.3 - Perdas imediatas

7.3.1 - Perdas no equipamento de protensão (escorregamento dos fios na ancoragem)

comprimento da pista de protensão **38** m

perda por escorregamento das cordoalhas: 2,25564 %

7.3.2 - Relaxação inicial da armadura (período entre a aplicação do esforço de tração e da liberação das cordoalhas)

$\Psi_{(t,t_0)1000}$ - coeficiente de relaxação do aço do instante t_0 ao instante $t = 1000$ dias com temperatura ambiente de 20 graus :

classe de relaxação	tensão inicial		
	0,6 fptk	0,7 fptk	0,8 fptk
normal	3,5	7	12
baixa	1,5	2,5	3,5

==> 0,71 fptk = 2,6 %

dias entre a protensão nas cabeceiras e a liberação da armadura:

3

$\Psi_{(t,t_0)}$ para 3 dias: 1,74389 %

7.3.3 - Retração

A: **40** B = 47,9368 C = 36,9127 D = 335,474 E = 106,261
 (t) - idade fictícia do concreto : 10 dias
 $\beta_s(t_f)$ - coeficiente de retração no instante t_f = 0,03706
 $\beta_s(t_0)$ - coeficiente de retração no instante t_0 = 0,01267
 $\epsilon_{cs}(t_f, t_0)$ - retração no intervalo de tempo $t_f - t_0$ = -9E-06
 ΔT - perda de tensão no aço das cordoalhas = 18,7579 kgf/cm²

$\Delta T = 18,758 \text{ kgf/cm}^2 = 0,18 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 6,18 \text{ kN} = 0,63 t_f \Rightarrow 0,13 \%$

7.3.4 - Encurtamento do concreto no instante da liberação das cordoalhas

E_c - módulo de elasticidade do concreto no instante da liberação das cordoalhas : $0,85 \times 5600 \times \sqrt{F_{ck}} = 28160,5 \text{ Mpa}$

A_c - área de concreto na seção : $7912,5 \text{ cm}^2$, $0,79125 \text{ m}^2$

J - momento de inércia da seção de concreto : $0,26 \text{ m}^4$

α_p - relação entre o módulo de elasticidade da armadura e o módulo de elasticidade do concreto : $6,92$

P_i' - força máxima aplicada a armadura de protensão no instante da liberação descontadas as perdas iniciais por relaxação

A_s - área de aço nas cordoalhas

e_p - excentricidade da armadura resultante em relação ao baricentro da seção de concreto

Δp_o - perda imediata de tensão nas cordoalhas devido ao encurtamento elástico do concreto : $\alpha_p \times (P_i / A_c + P_i \times e_p^2 / J)$

P_f' - força relativa à perda de tensão : $\Delta p_o \times A_s$

Primeira linha - 9 cordoalhas

$P_i' = 1660,49 \text{ kN}$

$A_s = 12,6 \text{ cm}^2$

$e_p = -0,69 \text{ m}$

$\Delta p_o = 35368,2 \text{ kN/m}^2$

$P_f' = 44,5639 \text{ kN}$

Segunda linha - 8 cordoalhas

$P_i' = 1475,99 \text{ kN}$

$A_s = 11,2 \text{ cm}^2$

$e_p = -0,64 \text{ m}$

$\Delta p_o = 28845,3 \text{ kN/m}^2$

$P_f' = 32,3067 \text{ kN}$

Terceira linha - 7 cordoalhas

$P_i' = 1291,49 \text{ kN}$

$A_s = 9,8 \text{ cm}^2$

$e_p = -0,59 \text{ m}$

$\Delta p_o = 23141,6 \text{ kN/m}^2$

$P_f' = 22,6788 \text{ kN}$

Total	=	99,55 kN	=	9,95 tf	==>	2,16 %
-------	---	----------	---	---------	-----	--------

7.4.1 - Retração

ϵ_{1s} - coeficiente que depende da umidade ambiente : -0,0005

ϵ_{2s} - coeficiente que depende da espessura fictícia : 0,78671

$\epsilon_{cs_{\infty}}$ - valor final de retração : -3,87E-04

ΔT - perda de tensão no aço das cordoalhas = 769,118 kgf/cm²

$\Delta T = 769,12 \text{ kgf/cm}^2 = 7,55 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 254 \text{ kN} = 25,8 \text{ tf} \Rightarrow 5,5 \%$

7.4.2 - Fluência

(t) - idade fictícia do concreto : 30 dias

A= 312,80

B= 889,71

C= 665,34

D= 12146,97

φ_{1c} - Coeficiente da umidade do ambiente : 1,36875

φ_{2c} - Coeficiente relativo à espessura fictícia : 1,33

$\beta_f(t_0)$ - Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível em t_0 : 0,12981

$\beta_f(t)$ - Coeficiente relativo à deformação lenta irreversível em t: 0,33853

β_1 - relação $f_c(t_0) / f_c(t_{\infty})$: 0,7841

φ_a - Coeficiente de Fluência Rápida : 0,17272

$\varphi_{f_{\infty}}$ - Coeficiente de Deformação Lenta Reversível : 1,82667

β_d - Coeficiente relativo a deformação lenta reversível : 0,48454

$\varphi(t, t_0)$ - Coeficiente de fluência : 0,74779

E_{c28} - Módulo de elasticidade do concreto : 33130 Mpa

momento da protensão = 447,55 tf.m = 4390,47 kN.m

tensão nas cordoalhas (após perdas imediatas) = 13112,9 kgf/cm² = 128,638 kN/cm²

tração no concreto (devido à carga permanente) = 139,373 kgf/cm² = 1,36725 kN/cm²

compressão no concreto (devido à protensão) = 141,205 kgf/cm² = 1,38522 kN/cm²

$\Delta T = 710,54 \text{ kgf/cm}^2 = 6,97 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow 234 \text{ kN} = 24 \text{ tf} \Rightarrow 5,1 \%$

Resumo das perdas		
imediatas		
perdas no equipamento		2,26 %
relaxação inicial da armadura		1,74 %
encurtamento do concreto		2,16 %
retração do concreto		0,13 %
progressivas		
retração do concreto		5,50 %
fluência do concreto		5,08 %
total	777,927 kN	79,30 tf
		16,87 %

Alongamento por cordoalha: $(A \times B) / (C \times D)$, onde

A = força aplicada à cordoalha = 19,6 tf

B = comprimento da cordoalha = 28,00 m

C = área nominal de aço da cordoalha = 1,4 cm²

D = módulo de elasticidade do aço = 195 Gpa

$$\frac{(A \times B) / (C \times D) = 20,1 \text{ cm}}$$

Resumo da protensão	
tipo de protensão empregado:	limitada
tipo de aço empregado:	190
cordoalhas:	24 ø de 15mm
comprimento total das cordoalhas	672 m
quantidade total de aço nas cordoalhas	736,646 Kg
taxa de aço por volume de concreto	35,1317 Kg / m ³
taxa de aço por protensão no vão	0,15971 Kg / KN
volume da viga:	20,9681 m ³
peso da viga (sem armadura frouxa):	52420,3 ton

2.2. Modelo 2 – Verificação dos Neoprenes

2.2.1. Carregamentos Permanentes

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

2.2.1.1. Peso próprio da Estrutura

O peso próprio é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

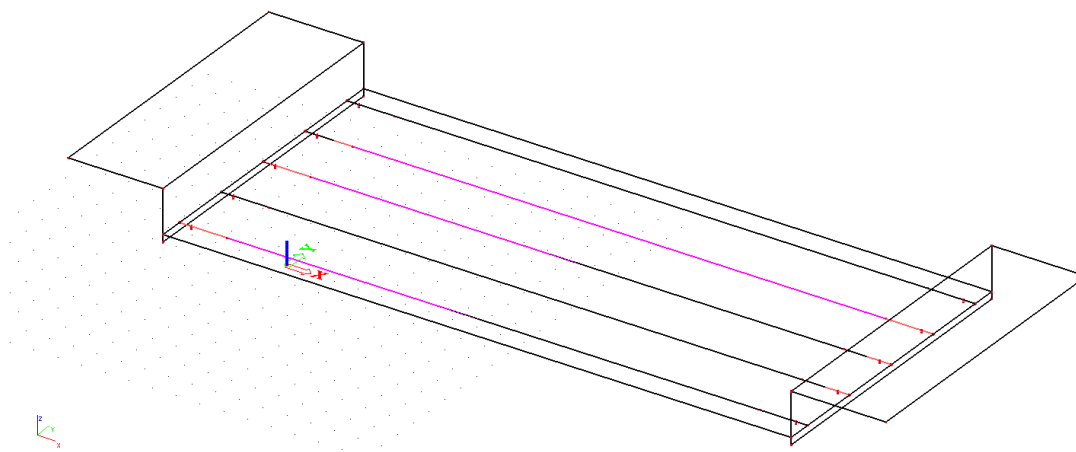


Figura B. 22: Carga de Peso Próprio

2.2.1.2. Peso Próprio Guarda Rodas

O peso próprio é função do peso específico dos materiais e do volume de concreto. Para a determinação do peso por m de guarda rodas devemos calcular a correta área transversal da peça.

$$\text{Área da seção transversal} = 0,31 \text{ m}^2$$

Peso por m linear = $0,31 \times 2,5 = 0,780\text{tf/m}$

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio do Guarda Rodas.

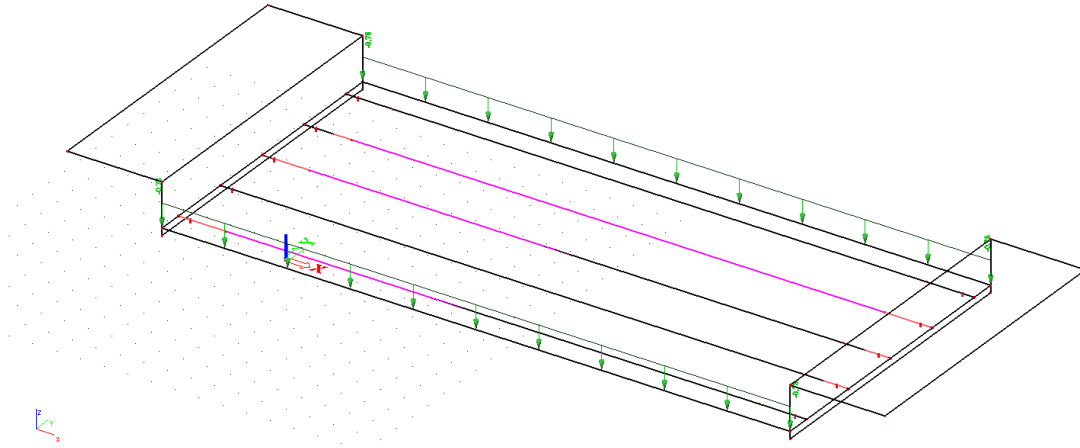


Figura B. 23: Carga de Guarda Rodas

2.2.1.3. Pavimentação e Recapeamento

Segundo a NBR 7187/2003 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), deve-se considerar 24 kN/m^3 (2400 kg/m^3) para o carregamento correspondente a uma camada de $7,0 \text{ cm}$ de CBUQ. Sendo assim:

$$CBUQ = \text{Peso específico do material} \times \text{Espessura da camada}$$

$$CBUQ = 2400 \text{ kg / m}^3 \times 0,07 \text{ m} = 168 \text{ kg / m}^2 = 0,168 \text{ tf / m}^2$$

Para o cálculo a obra em questão também será considerada uma camada de recapeamento no valor de $0,2\text{ton/m}^2$.

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

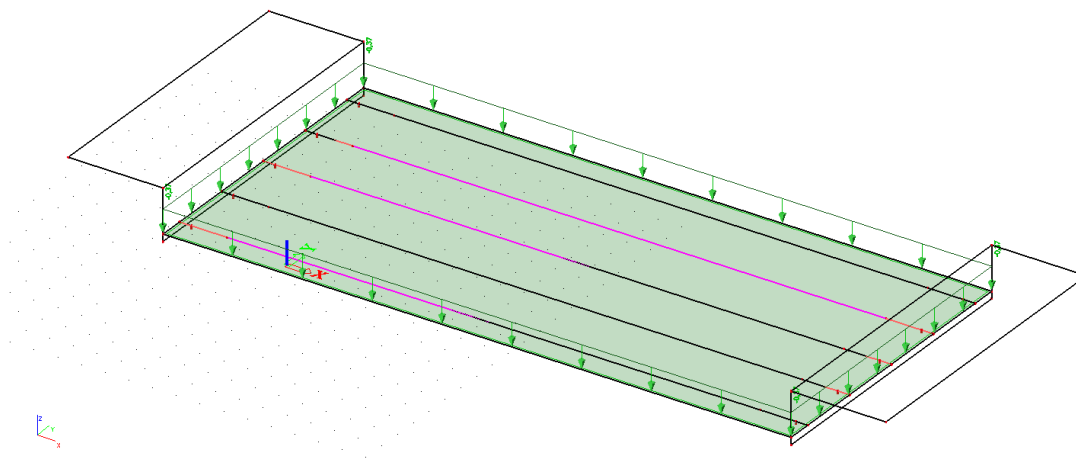


Figura B. 24: Carga de Pavimentação e Recapeamento

2.2.1.4. Fluência e Retração do Concreto

De acordo com a NBR 6118/2014 o valor da retração do concreto depende de 3 fatores, sendo eles:

- Umidade relativa do ambiente;
- Consistência do concreto no lançamento
- Espessura fictícia da peça

Cálculo da fluência e retração:

Tabela 8.2 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c / u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6 3,8	3,9 3,3	2,8 2,4	2,0 1,9			
		30	3,4 3,0	2,9 2,6	2,2 2,0	1,6 1,5			
		60	2,9 2,7	2,5 2,3	1,9 1,8	1,4 1,4			
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7 2,4	2,4 2,1	1,9 1,8	1,6 1,5			
		30	2,0 1,8	1,7 1,6	1,4 1,3	1,1 1,1			
		60	1,7 1,6	1,5 1,4	1,2 1,2	1,0 1,0			
$\varepsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	t_0 dias	5	-0,53 -0,47	-0,48 -0,43	-0,36 -0,32	-0,18 -0,15			
		30	-0,44 -0,45	-0,41 -0,41	-0,33 -0,31	-0,17 -0,15			
		60	-0,39 -0,43	-0,36 -0,40	-0,30 -0,31	-0,17 -0,15			

RETRAÇÃO: REDUÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO POR PERDA DE AGUA

Dados:

Umidade ambiente (%):	75	ECS	
Área da seção de concreto (cm ²):	31750	20	-0,36
Perímetro da seção do concreto (cm):	2590	24,52	-0,36
Tempo inicial (to):	5	60	-0,32
Coefficiente de dilatação termica (m/°C):	0,00001		
Espessura equivalente (cm):	24,52		
Deformação esp. De retração (%o):	-0,00035548		
Gradiente de temperatura equivalente:	-35,55		°C

FLUENCIA: AUMENTO DA DEFORMAÇÃO DEVIDO À UM CARREGAMENTO CONSTANTE

Dados:

Fck do concreto (Mpa):	35	φ	
Tensão aplicada ao concreto (Mpa):	17,50	20	2,80
Umidade ambiente (%):	75,00	24,52	2,75
Tempo inicial (to):	5,00	60	2,40
Eci:	33130,05	Material	
Deformação esp. Por fluencia (%o):	0,0001455	Basalto	1,2
Coefficiente de dilatação termica (m/°C):	0,00001	Granito	1
Gradiente de temperatura equivalente:	14,55	Calcario	0,9
		Arenito	0,7
Retração + Fluencia:	-21,00		

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

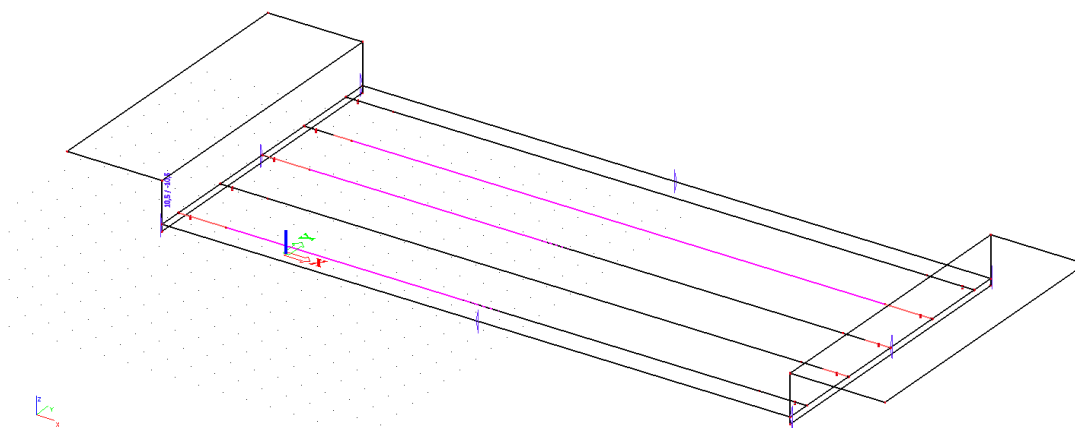


Figura B. 25: Carga de Retração

2.2.1.5. Carga de Protensão

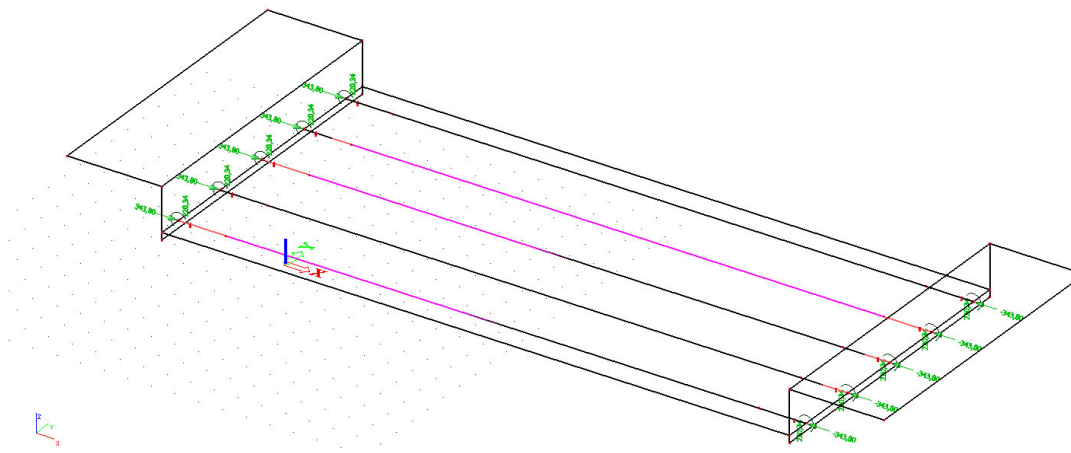


Figura B. 26: Carga de Protensão

2.2.2. Carregamentos Variáveis

2.2.2.1. Variação de Temperatura

A variação de temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela isolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que compõem.

De acordo com a NBR6118/2014 podem ser adotados os seguintes valores:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão a ser adotada não seja superior a 50cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- Para elementos estruturais maciços ou ocos, com espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente entre 5°C a 10°C;
- Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima adotados.

A escolha entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno no local da obra.

Região	Temperatura média no inverno	Temperatura média no verão	Diferença ΔT	Diferença $\Delta T \times 0,5$
Norte	24°C	26°C	2°C	1°C
Nordeste	20°C	28°C	8°C	4°C
Sudeste	13°C	24°C	11°C	5,5°C
Sul	9°C	24°C	15°C	7,5°C
Centro-Oeste	13°C	26°C	13°C	6,5°C

Para a presente obra será adotado o valor de 15°C para a coeficiente de variação de temperatura.

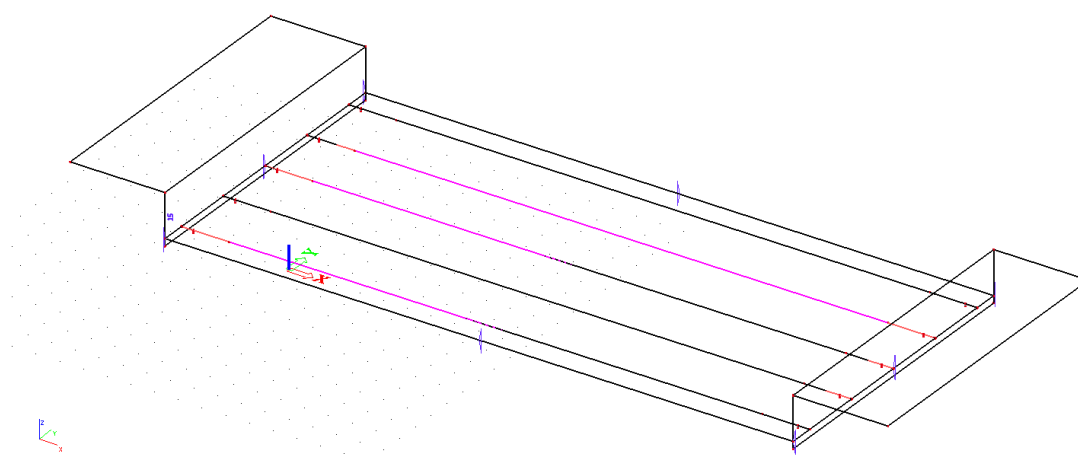


Figura B. 27: Carga de Variação de Temperatura

2.2.2.2. Vento

Velocidade básica V_0 :	45	m/s	
Fator topografico S1:	1		
Rugosidade do terreno - Fator S2:	1,04		
Fator estatístico S3:	1,1		
Altura viga:	1,6	m	
Altura laje:	0,25	m	
Velocidade Característica do vento:	51,48	m/s	
Pressão dinâmica do vento:	1624,567	N/m ²	→ 0,162 tf/m ²
Coeficiente de arrasto:	1		
Altura ponte descarregada (viga + laje):	1,85	m	
Altura ponte carregada (viga + laje + 2m):	3,85	m	
Vento Ponte descarregada:	0,30	tf/m	
Vento Ponte carregada:	0,63	tf/m	

VENTO PONTE DESCARREGADA

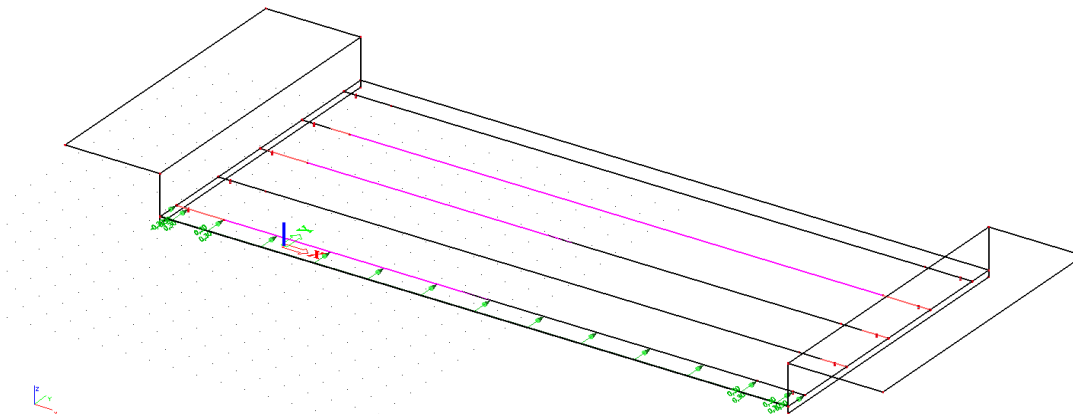


Figura B. 28: Carga de Vento para Ponte descarregada

VENTO PONTE CARREGADA

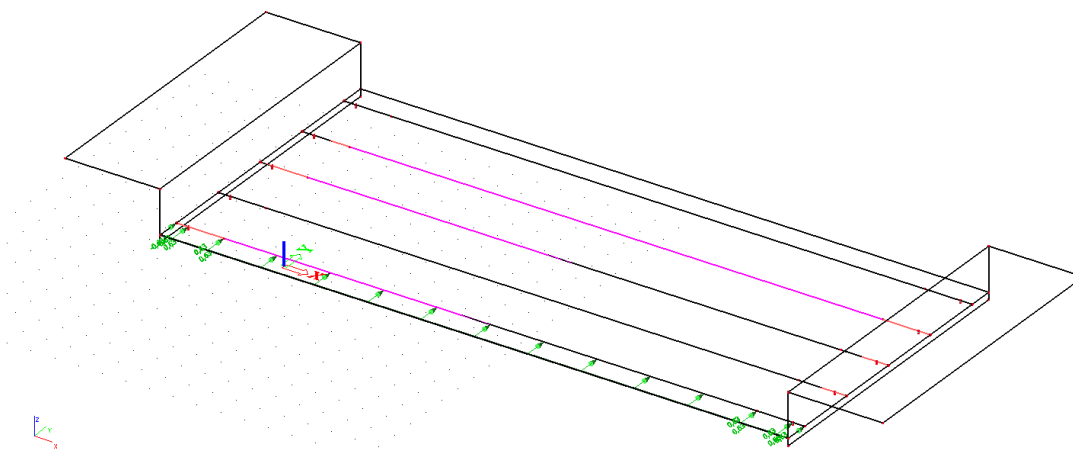


Figura B. 29: Carga de Vento para Ponte carregada

2.2.2.3. Carga Móvel: TREM TIPO E CARGA DE MULTIDÃO

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo		Cargas Uniformemente Distribuídas					Disposição da carga
	Tipo	Peso Total	p		p'			
			kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviário padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5KN/m² (carga de multidão).

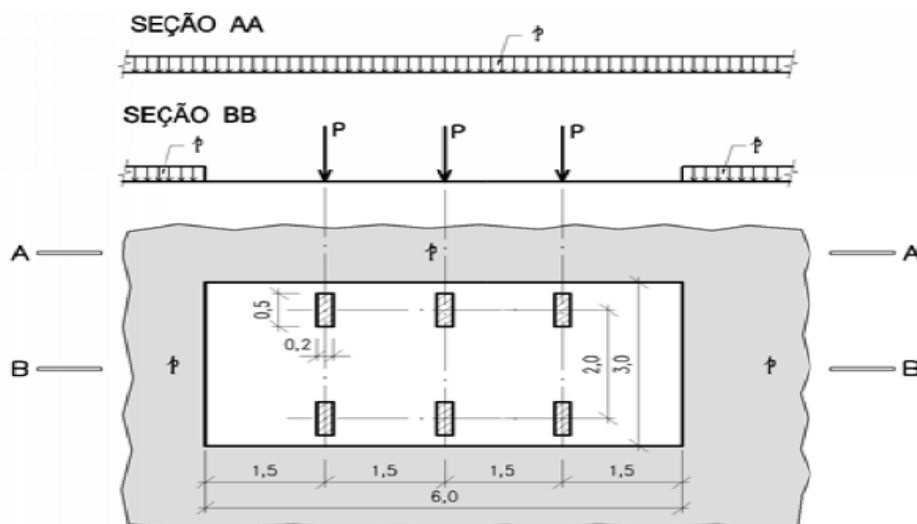


Figura B. 30: Trem tipo

Veículo tipo

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas $P = 75\text{KN}$ cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si 1,5m e de largura 2m. As cargas que constituem o trem-tipo, mantém entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal, que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da solicitação. Diz ainda a NBR 7188/2014 que para obter efeitos mais desfavoráveis deve haver uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas. Além das cargas estáticas o veículo tipo será inserido no modelo já amplificado por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

Carga de multidão

A carga de multidão “p” é aplicada sob todo o tabuleiro da estrutura. É uma carga fictícia, e procura levar em consideração a ocupação máxima de pessoas na estrutura. Segundo a NBR 7188/2014 deve-se considerar 500 kg/m² (0,5 ton. /m²) para a carga nas faixas de rodagem. Além desse valor estático a carga de multidão será inserida no modelo já amplificada por coeficientes de majoração conforme visto adiante. Para a fase de construção foi adotada uma carga de multidão no valor de 100kg/m².

Coefficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2014, além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sob os valores de carregamento gerado tanto pelo veículo tipo como pela carga de multidão.

Conforme a norma a definição dos coeficientes de majoração das cargas móveis é apresentada da seguinte forma:

Veículo tipo: $Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

Q = carga concentrada majorada

P = carga vertical estática = 75KN

Carga de multidão: $q = p \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

q = carga de multidão majorada

p = carga de multidão estática = 5KN/m²

A seguir são definidos os coeficientes de majoração:

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical: amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / L + 50)$$

Sendo L o vão de 26,5 m, temos:

$$CIV = 1,277$$

CNF: Coeficiente do Número de Faixas: corrige distorções estatísticas

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

n : número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) = 1,0$$

CIA: Coeficiente de Impacto Adicional: consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional, abaixo definido.

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

De tal forma a carga móvel é majorada e inserida no modelo de cálculo como segue:

Carga de multidão:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 7,981\text{N/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 = 6,38\text{KN/m}^2$$

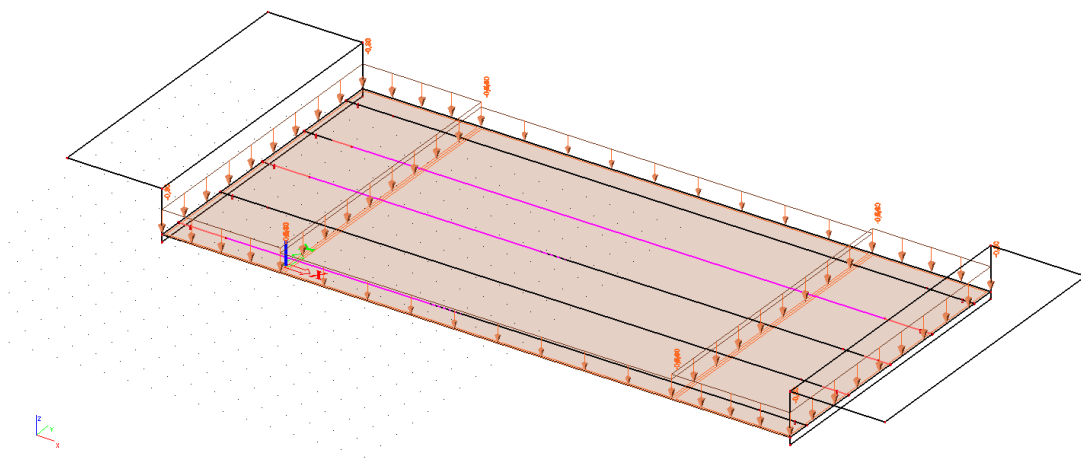


Figura B. 31: Cargas de multidão

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 119,72\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 = 95,78\text{KN}$$

Dado que a carga de multidão majorada foi aplicada no modelo computacional em toda a área do tabuleiro podemos reduzir o valor dos veículos tipo na área do trem-tipo (18m^2).

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = 119,72 - (7,981 \times 18/6) = 95,78\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = 95,78 - (6,38 \times 18/6) = 76,64\text{KN}$$

As posições do veículo tipo são variáveis ao longo da linha de influência (pista de tráfego), exercendo, ao todo, 30 posições distintas por pista de tráfego com espaçamento entre veículos tipo constante. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do veículo tipo.

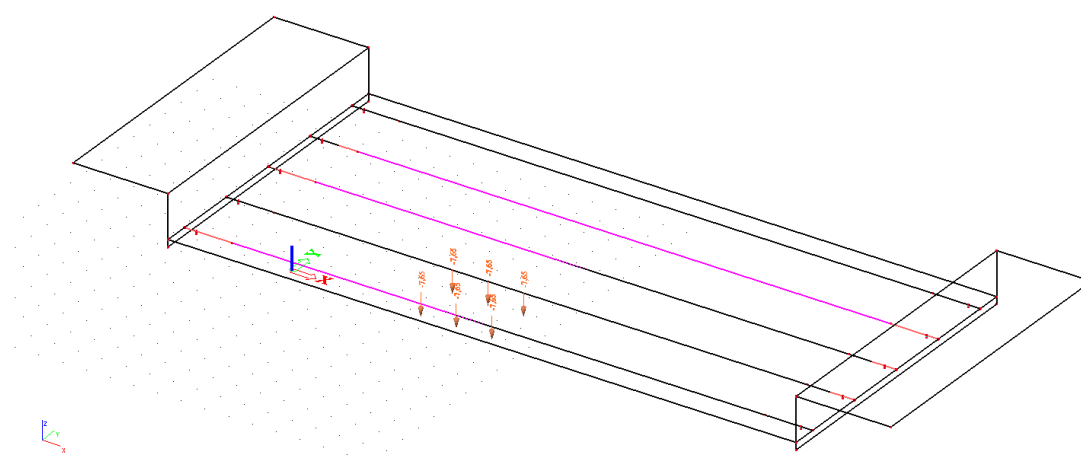


Figura B. 32: Carga de veículo tipo para trecho corrente

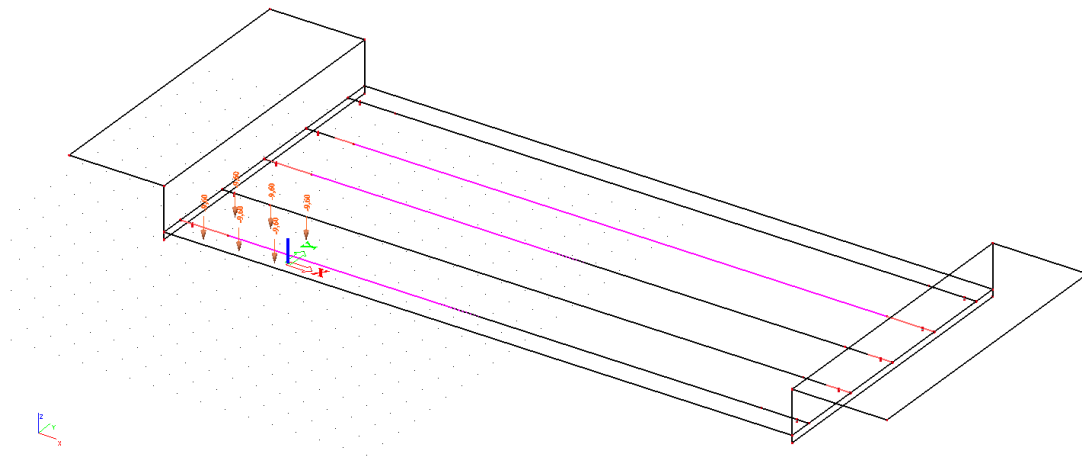


Figura B. 33: Carga de veículo tipo para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicados no nível do pavimento, são um percentual da carga vertical característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante com a respectiva carga vertical.

$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$, em [kN] onde:

$$H_f \geq 135 \text{ kN}$$

B: largura efetiva [m] da carga distribuída de 5kN/m².

L: comprimento concomitante [m] da carga distribuída.

$$H_f = 0,25 \times 12,70 \times 26,5 \times 1 = 84,14 \text{ KN}$$

Logo, o maior carregamento equivale a 0,040 tf/m². Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação.

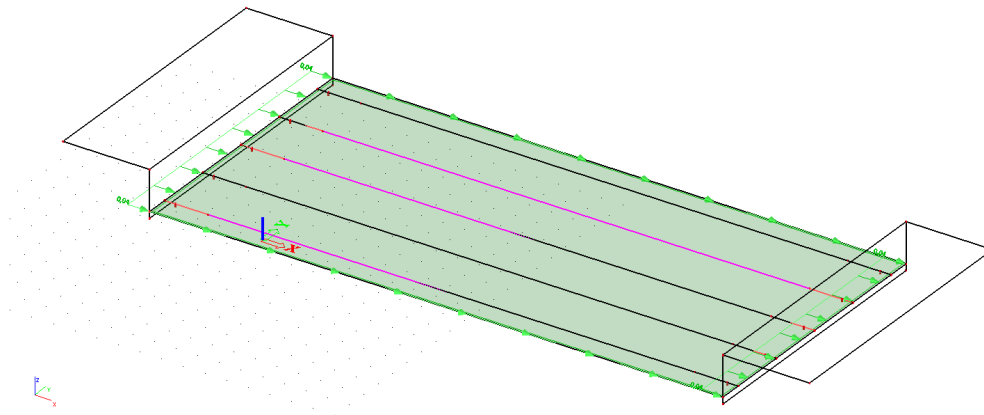


Figura B. 34: Carga de Frenagem ou Aceleração

2.2.3. Grupos de Carga

CP: Carga permanente: - Peso próprio

- Peso próprio da estrutura
- Peso próprio do guarda rodas
- Pavimentação e recapeamento
- Fluência e Retração
- Protensão (90% + Perdas)

CM: Cargas Móveis: - Cargas horizontais em “X”

- Trem tipo TT45 + Carga de multidão

CV: Cargas de Vento: - Cargas horizontais em “Y”

- Vento com Ponte Descarregada
- Vento com Ponte Carregada

CT: Cargas Térmicas:

- Variação de Temperatura

FR: Cargas variável: - Cargas horizontais em “X”

- Frenagem e aceleração

2.2.4. Combinações

Estados limites: Os estados limites podem ser estados limites últimos ou de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles constituídas.

Estados limites de serviço:

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter quatro diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- **Combinações carga permanente:** Combinações que atuam durante todo o do período de vida da estrutura;

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CCP	1				

- **Combinações quase permanente:** Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;

$$F_{d,mtt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_j,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CQP	1	0,3		0,3	0,2

- **Combinações frequentes:** Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;

$$F_{d,wtf} = \sum_{i=1}^m F_{G1,K} + \psi_{1j} F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,K}$$

LAJE DO TABULEIRO	CP	CM	CV	CT	FR
CFS vento - sem frenagem	1	0,3	0,5		
CFS vento - com frenagem	1	0,3	0,5		0,3
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,5	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,5	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,5		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,5		0,3	0,5

VIGA LONGARINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFS vento - sem frenagem	1	0,3	0,8		
CFS vento - com frenagem	1	0,3	0,8		0,3
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,8	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,8	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,8		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,8		0,3	0,8

- **Combinações raras:** Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,wtf} = \sum_{i=1}^m F_{G1,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CRS móvel + vento - sem frenagem	1	1	0,8		
CRS móvel + vento - com frenagem	1	1	0,8		1
CRS móvel + temp. - sem frenagem	1	1		0,8	
CRS móvel + temp. - com frenagem	1	1		0,8	1

2.2.5. Envoltórias de Combinações

Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados do programa envoltórias de combinações, sendo elas:

- Envoltória de combinação quase permanente;
- Envoltória de combinação frequente de serviço;
- Envoltória de combinação rara de serviço;

2.2.6. Aparelhos de Apoio e Fretagem para Macaqueamento

cálculo de rigidez de neoprene de apoio fretado

Dados:

Dureza shore do neoprene: $G =$

1000	KN/m ²
------	-------------------

Lado maior do aparelho: $L1 =$

0,5	m
-----	---

Lado menor do aparelho: $L2 =$

0,3	m
-----	---

Espessura da camada de neoprene:

0,01	m
------	---

Número de camadas de neoprene:

4	
---	--

Cobrimentos de neoprene:

0,0025	m
--------	---

Rigidez de neoprene:

3333,3

 KN/m →

333,33

 ton/m

2.2.6.1. Dimensionamento Aparelho de Apoio

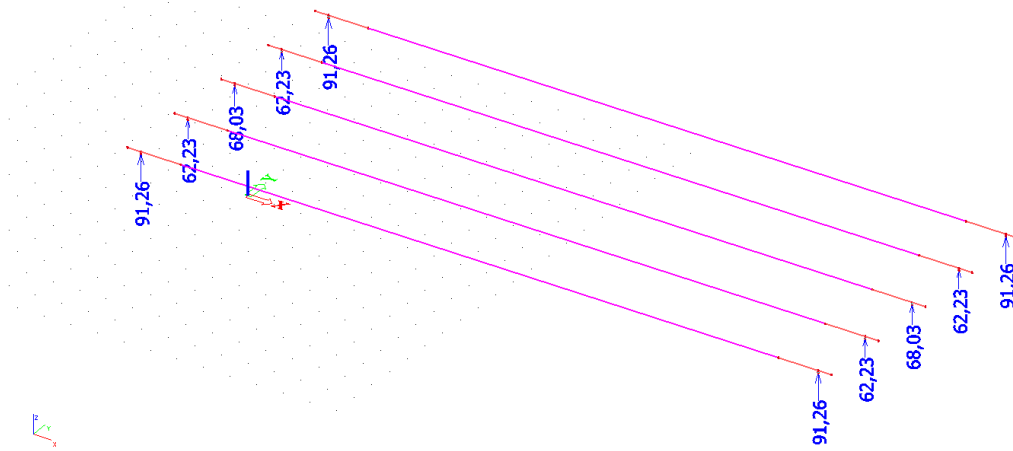


Figura B. 35: Carga Vertical Carga Permanente (91,26 tf)

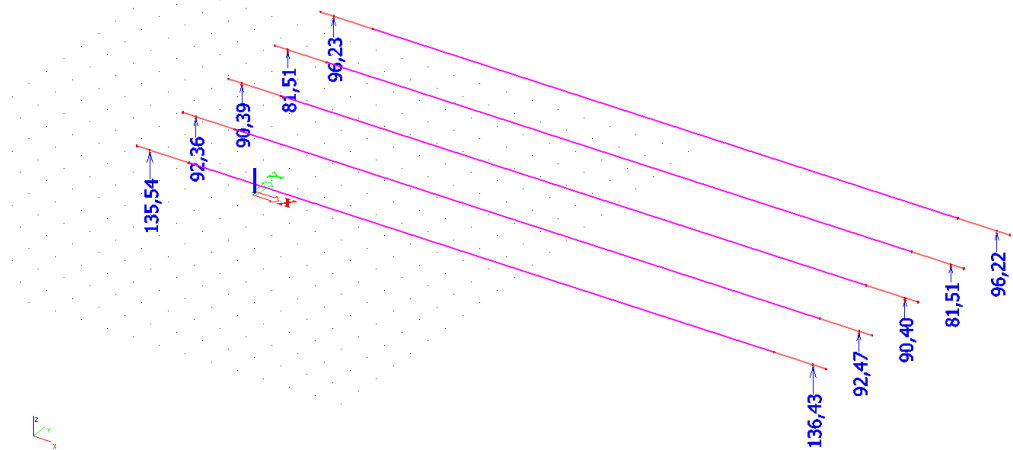


Figura B. 36: Carga Vertical (136,43 tf)

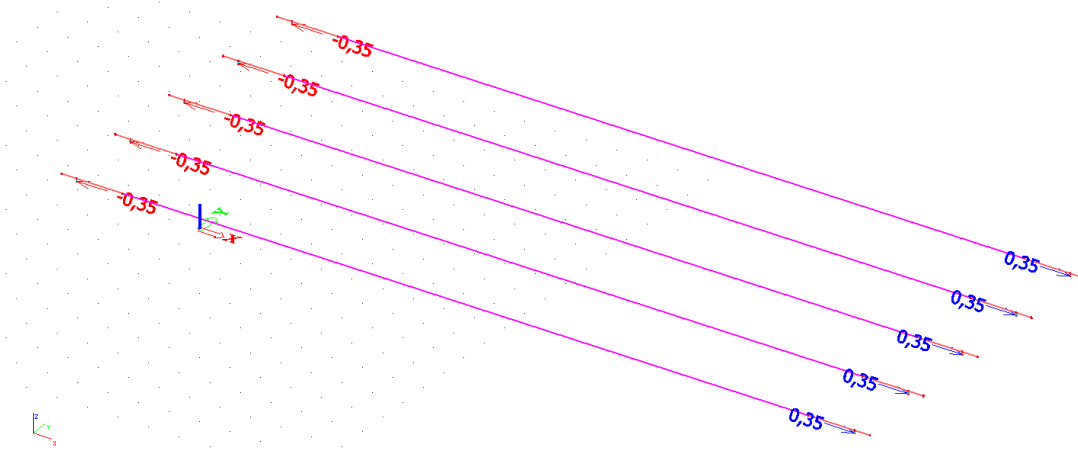


Figura B. 37: Esforço Longitudinal Carga Permanente (0,35 tf)

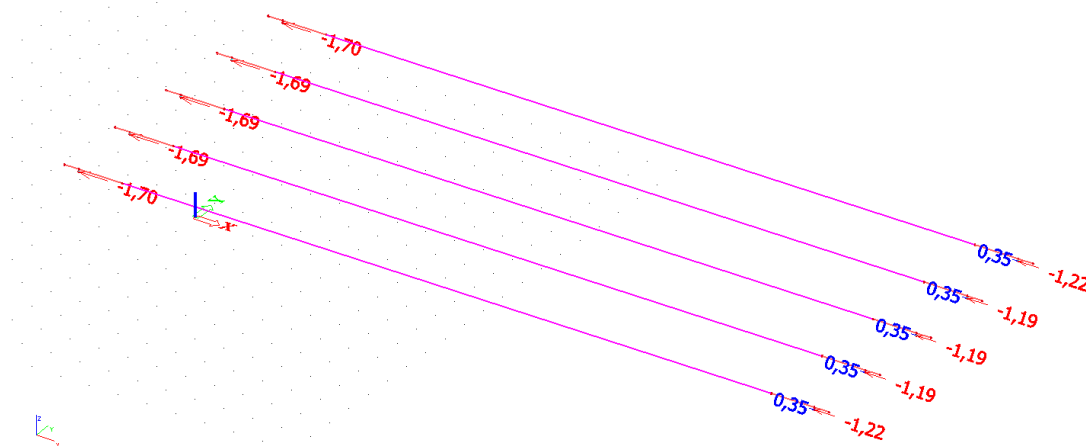


Figura B. 38: Esforço Longitudinal (1,70 tf)

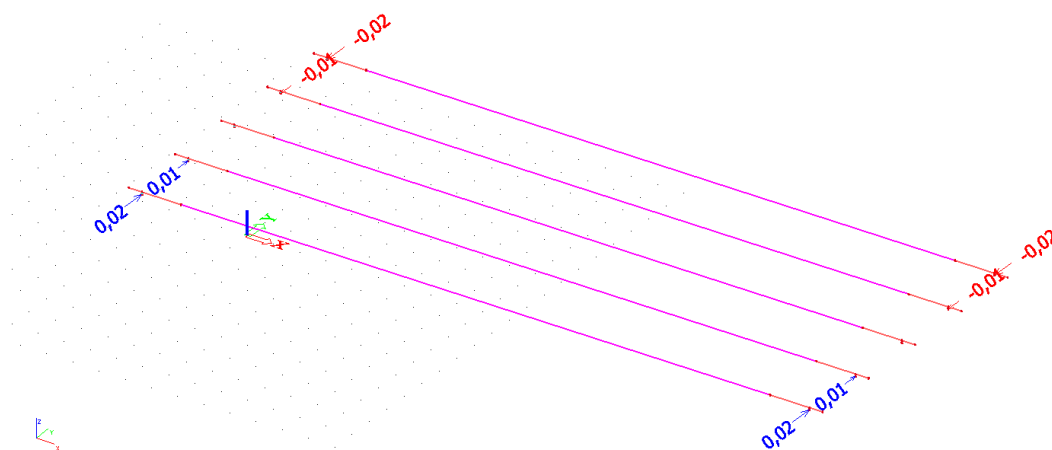


Figura B. 39: Esforço Transversal Carga Permanente (0,02 tf)

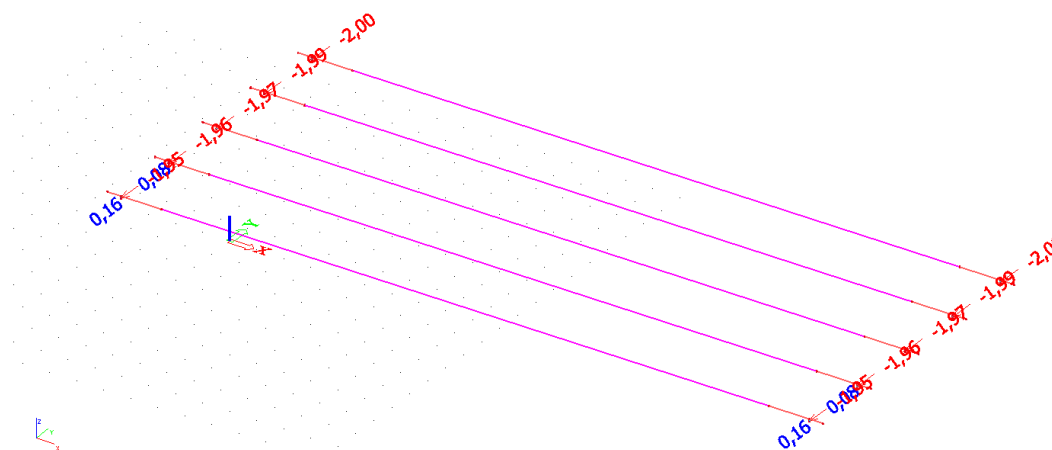


Figura B. 40: Esforço Transversal (2,00 tf)

Para o cálculo das deformações das vigas, foram utilizados os carregamentos permanentes e acidentais considerando o efeito da protensão. Os valores estão apresentados abaixo (valor expresso em milímetro)

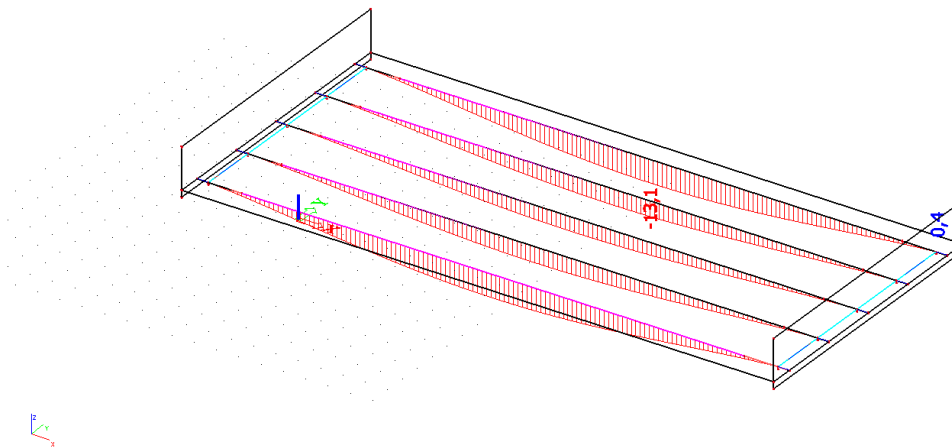


Figura B. 41: Flecha máxima CP (1,31 cm)

Flecha máxima admissível: 7,36 cm (L/360)

Rotação permanente = $\text{Arctg}(1,31 / 1325) = 0,057 \text{ graus} = 0,000995\text{rd}$

Rotação acidental = $\text{Arctg}(2,40 / 1325) = 0,10 \text{ graus} = 0,001745\text{rd}$

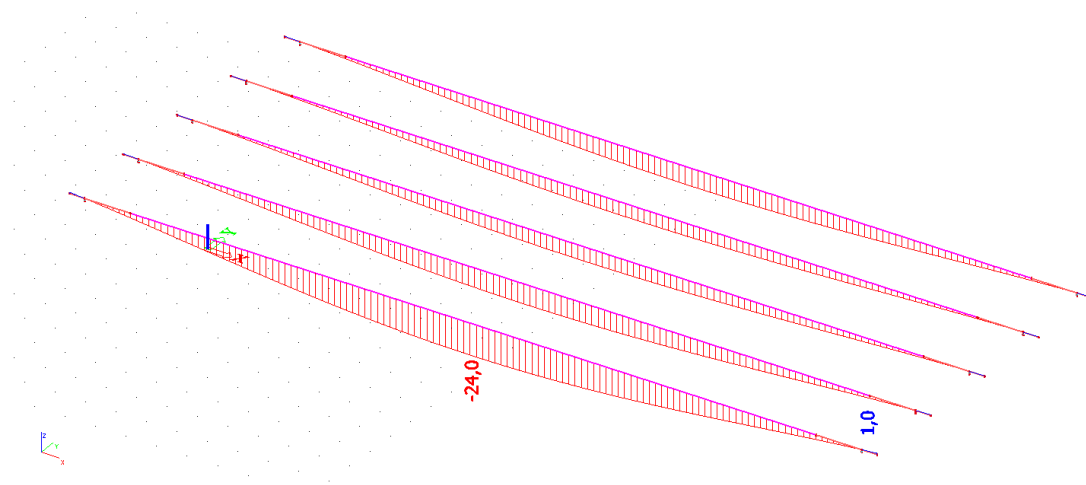


Figura B. 42: Flecha máxima (2,40 cm)

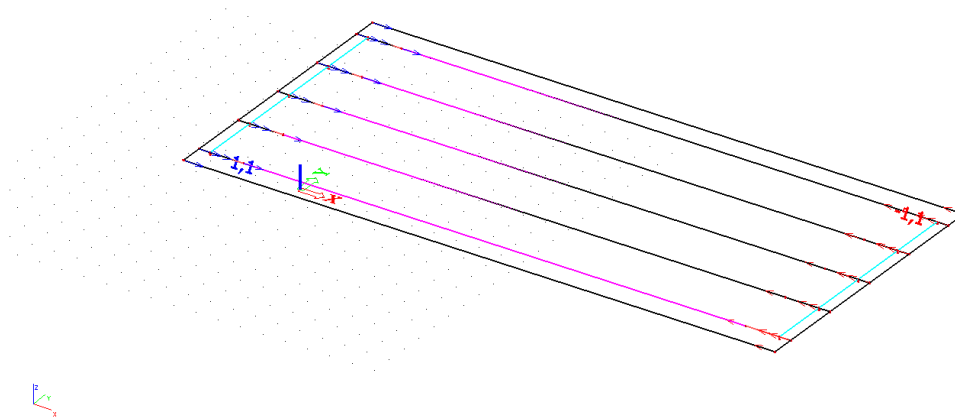


Figura B. 43: Deslocamento Longitudinal Carga Permanente (0,11 cm)

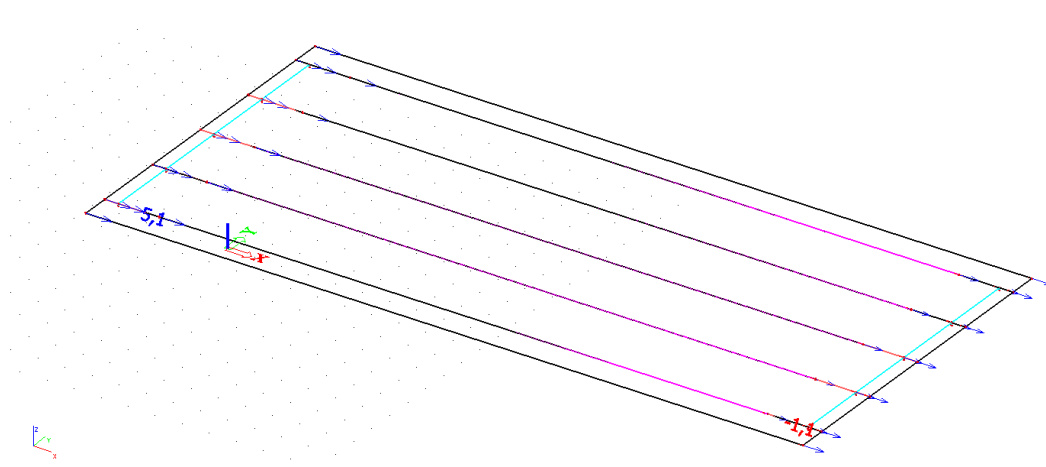


Figura B. 44: Deslocamento Longitudinal (0,51 cm)

2.2.7. Dimensionamento:

Carga permanente	91260 kgf	largura do aparelho: // eixo long. obra:	30 cm
Carga acidental	45170 kgf	comprimento do aparelho:	50 cm
Fator majoração cargas vivas	1	espessura camada de elastômero: t_i	1 cm
Rotação long. permanente	9,95E-04 rad	altura total elastômero = $n \cdot t_i$	4 cm
Rotação long. acidental	1,75E-03 rad	G	10 kgf/cm ²
Horizontal long. permanente	350 kgf	fyk	2100 kgf/cm ²
Horizontal long. acidental	1350 kgf	atrito: concreto (6) ou demais (2)	6 fator
Deslocamento long. permanente	0,11 cm		
Deslocamento long. acidental	0,4 cm		
Deslocamento total permanente			0,22 cm
Deslocamento total acidental			0,60 cm
Tensão normal considerando área total do aparelho			91 kgf/cm ²
Tensão normal com área reduzida			96,1 kgf/cm ²
Tensão normal permanente com área reduzida			63,0 kgf/cm ²
Tmin - deslizamento - cargas permanentes			0,18 cm
Tmin - deslizamento - cargas totais			0,96 cm
Tmin - limitação deslocamento horizontal			1,17 cm
T _r máx para estabilidade			18,92 cm
Soma das deflexões das camadas internas			0,2550 cm
Soma das deflexões das camadas de cobertura			0,0037 cm
Deflexão total			0,2587 cm
Rotação admissível pela análise da estabilidade			2,63E-02 rad
Rotação admissível sem considerar camadas cobertura			2,59E-02 rad
Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5			2,72E-02 rad
Deformação de cisalhamento por esforços normais			1,56
Deformação de cisalhamento por esforços horizontais			0,18
Deformação de cisalhamento devida às rotações			0,30
Deformações totais por cisalhamento no elastômero			2,04
Deformações totais por cisalhamento no cobertura			1,48
Espessura mínima para a chapa interna de aço			1,19 mm

espessura da chapa externa	3 mm
espessura da chapa interna	3 mm
cobrimento vertical	2,5 mm
cobrimento horizontal	2,5 mm
nº de aparelhos para uso	6 unidades
nº de aparelhos p/ ensaio	0 unidades

Fator de forma ti	9,24
Fator de forma cobrimento	26,41
H total	60,0 mm
$\sigma_{\text{máx}}$ adm em area reduzida	150 kgf/cm ²
σ_{min} adm em área reduzida	30 kgf/cm ²
Volume Unitário	9,000 dm ³
Volume Total para Compra	54,000 dm ³

VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE

Soma deflexões cam.internas	0,0985 cm
Soma deflexões cam. cobrim.	0,0016 cm
Deflexão total	0,1001 cm
Rot.adm. por estabilidade (K=1)	2,00E-02 rad
Idem, sem cam. cobrimento (K=1)	1,97E-02 rad
Rot. adm. permanente	1,33E-02 rad

2.3. Modelo 3 – Longarinas, Transversinas, Meso e Infraestrutura

2.3.1. Carregamentos Permanentes

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

2.3.1.1. Peso Próprio da Estrutura

O peso próprio é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

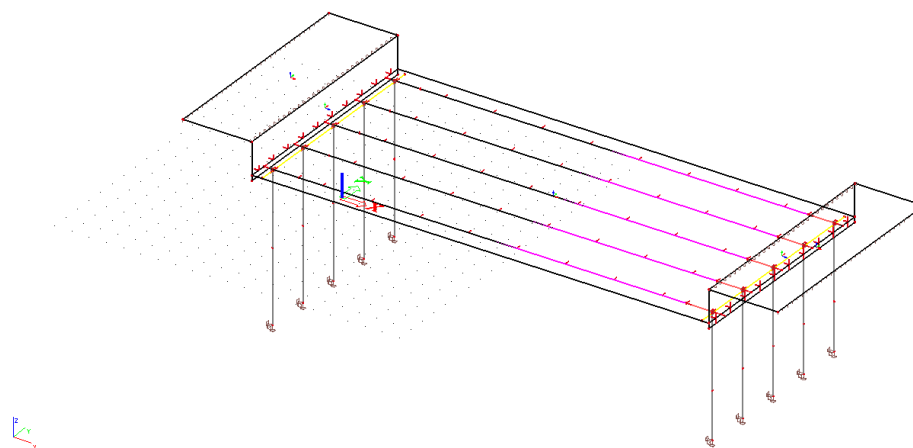


Figura B. 45: Carga de Peso Próprio

2.3.1.2. Peso Próprio Guarda Rodas

O peso próprio é função do peso específico dos materiais e do volume de concreto. Para a determinação do peso por m de guarda rodas devemos calcular a correta área transversal da peça.

Área da seção transversal = 0,31 m²

Peso por m linear = 0,31 x 2,5 = 0,780tf/m

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio do Guarda Rodas.

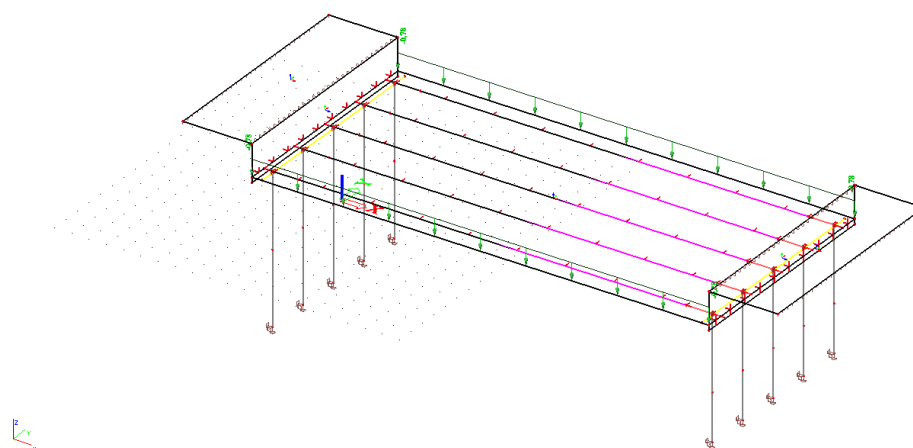


Figura B. 46: Carga de Guarda Rodas

2.3.1.3. Pavimentação e Recapeamento

Segundo a NBR 7187/2003 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), deve-se considerar 24 kN/m³ (2400 kg/m³) para o carregamento correspondente a uma camada de 7,0 cm de CBUQ. Sendo assim:

$$CBUQ = \text{Peso específico do material} \times \text{Espessura da camada}$$

$$CBUQ = 2400 \text{ kg} / \text{m}^3 \times 0,07 \text{ m} = 168 \text{ kg} / \text{m}^2 = 0,168 \text{ tf} / \text{m}^2$$

Para o cálculo a obra em questão também será considerada uma camada de recapeamento no valor de 0,2ton/m².

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

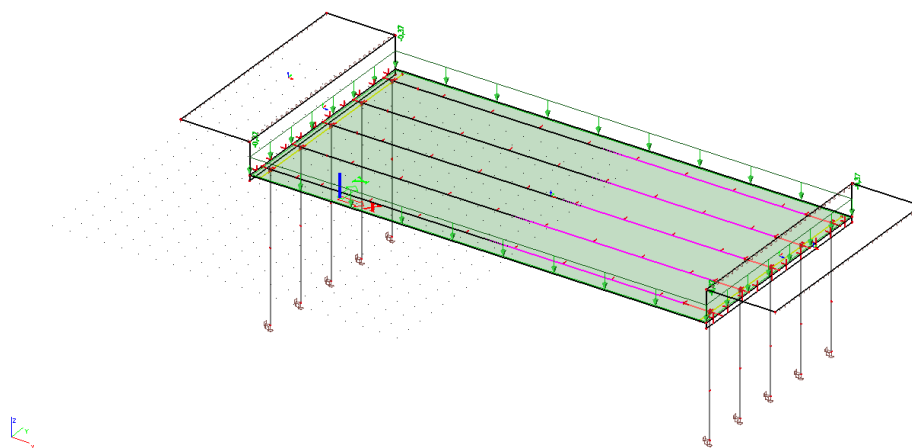


Figura B. 47: Carga de Pavimentação e Recapeamento

2.3.1.4. Fluência e Retração do Concreto

De acordo com a NBR 6118/2014 o valor da retração do concreto depende de 3 fatores, sendo eles:

- Umidade relativa do ambiente;
- Consistência do concreto no lançamento
- Espessura fictícia da peça

Tabela 8.2 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90	
Espessura fictícia $2A_c / u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6 3,8	3,9 3,3	2,8 2,4	2,0 1,9			
		30	3,4 3,0	2,9 2,6	2,2 2,0	1,6 1,5			
		60	2,9 2,7	2,5 2,3	1,9 1,8	1,4 1,4			
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7 2,4	2,4 2,1	1,9 1,8	1,6 1,5			
		30	2,0 1,8	1,7 1,6	1,4 1,3	1,1 1,1			
		60	1,7 1,6	1,5 1,4	1,2 1,2	1,0 1,0			
$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0) \%$	t_0 dias	5	-0,53 -0,47	-0,48 -0,43	-0,36 -0,32	-0,18 -0,15			
		30	-0,44 -0,45	-0,41 -0,41	-0,33 -0,31	-0,17 -0,15			
		60	-0,39 -0,43	-0,36 -0,40	-0,30 -0,31	-0,17 -0,15			

RETRAÇÃO: REDUÇÃO DO VOLUME DE CONCRETO POR PERDA DE AGUA

Dados:

Umidade ambiente (%):	75	ECS	
Área da seção de concreto (cm ²):	31750	20	-0,36
Perímetro da seção do concreto (cm):	2590	24,52	-0,36
Tempo inicial (to):	5	60	-0,32
Coefficiente de dilatação termica (m/°C):	0,00001		
Espessura equivalente (cm):	24,52		
Deformação esp. De retração (‰):	-0,00035548		
Gradiente de temperatura equivalente:	-35,55		

FLUENCIA: AUMENTO DA DEFORMAÇÃO DEVIDO À UM CARREGAMENTO CONSTANTE

Dados:

Fck do concreto (Mpa):	35	φ	
Tensão aplicada ao concreto (Mpa):	17,50	20	2,80
Umidade ambiente (%):	75,00	24,52	2,75
Tempo inicial (to):	5,00	60	2,40
Eci:	33130,05	Material	
Deformação esp. Por fluencia (‰):	0,0001455	Basalto	1,2
Coefficiente de dilatação termica (m/°C):	0,00001	Granito	1
Gradiente de temperatura equivalente:	14,55	Calcario	0,9
		Arenito	0,7
Retração + Fluencia:	-21,00		

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

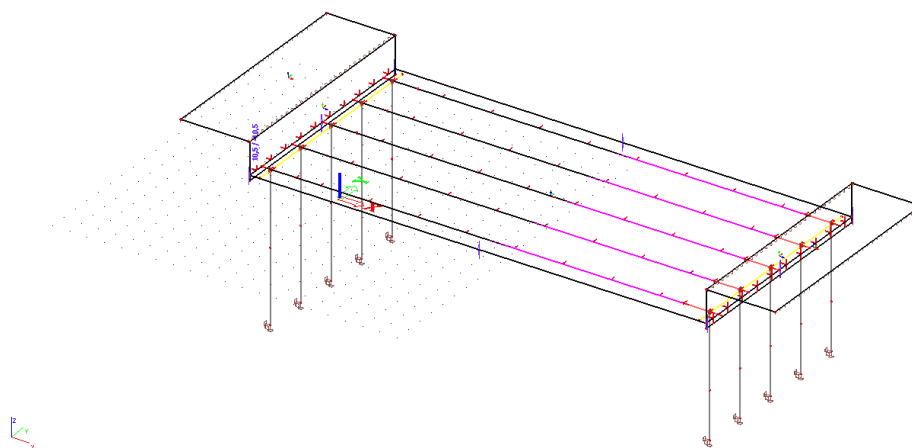


Figura B. 48: Carga de Retração

2.3.1.5. Carga de Protensão

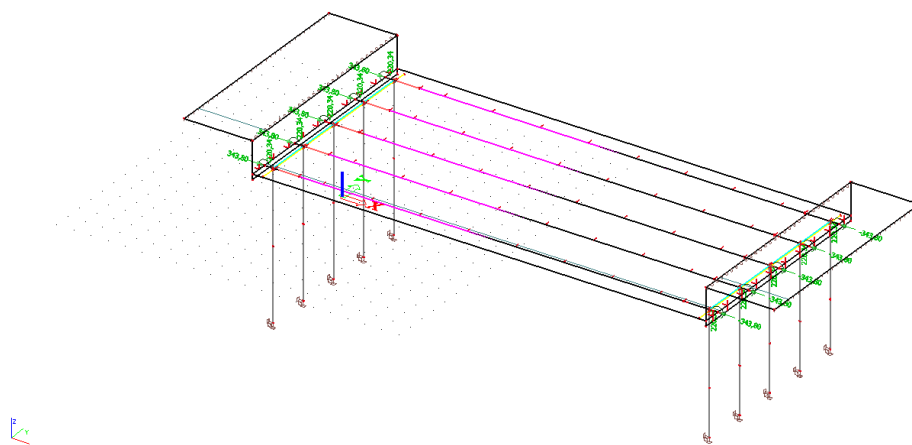


Figura B. 49: Carga de Protensão

2.3.2. Carregamentos Variáveis

2.3.2.1. Variação de Temperatura

A variação de temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela isolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que compõem.

De acordo com a NBR6118/2014 podem ser adotados os seguintes valores:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão a ser adotada não seja superior a 50cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- Para elementos estruturais maciços ou ocos, com espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente entre 5°C a 10°C;
- Para elementos estruturais cuja a menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima adotados.

A escolha entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno no local da obra.

Região	Temperatura média no inverno	Temperatura média no verão	Diferença ΔT	Diferença $\Delta T \times 0,5$
Norte	24°C	26°C	2°C	1°C
Nordeste	20°C	28°C	8°C	4°C
Sudeste	13°C	24°C	11°C	5,5°C
Sul	9°C	24°C	15°C	7,5°C
Centro-Oeste	13°C	26°C	13°C	6,5°C

Para a presente obra será adotado o valor de 15°C para a coeficiente de variação de temperatura.

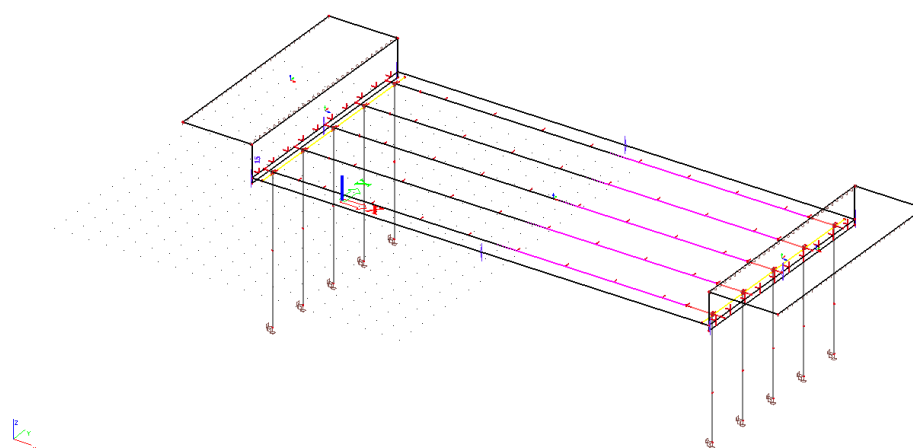


Figura B. 50: Carga de Variação de Temperatura

2.3.2.2. Vento

Velocidade básica V_0 :	45	m/s	
Fator topografico S_1 :	1		
Rugosidade do terreno - Fator S_2 :	1,04		
Fator estatístico S_3 :	1,1		
Altura viga:	1,6	m	
Altura laje:	0,25	m	
Velocidade Característica do vento:	51,48	m/s	
Pressão dinâmica do vento:	1624,567	N/m ²	→ 0,162 tf/m ²
Coeficiente de arrasto:	1		
Altura ponte descarregada (viga + laje):	1,85	m	
Altura ponte carregada (viga + laje + 2m):	3,85	m	
Vento Ponte descarregada:	0,30	tf/m	
Vento Ponte carregada:	0,63	tf/m	

VENTO PONTE DESCARREGADA

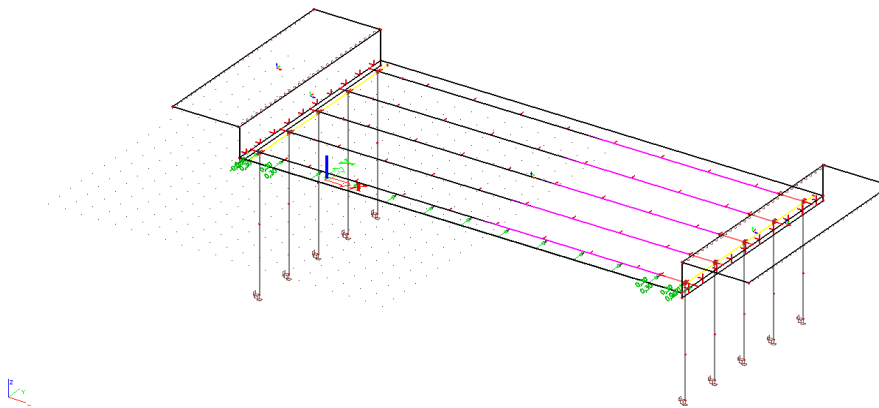


Figura B. 51: Carga de Vento para Ponte descarregada

VENTO PONTE CARREGADA

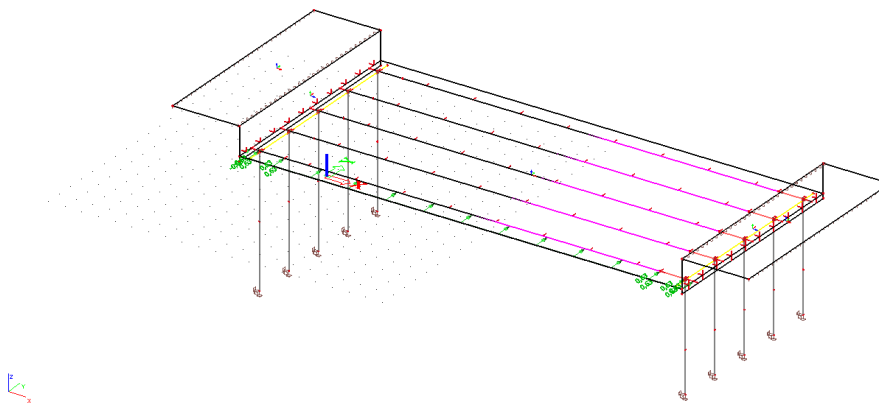


Figura B. 52: Carga de Vento para Ponte carregada

2.3.2.3. Carga Móvel: TREM TIPO, FRENAGEM E CARGA DE MULTIDÃO

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo			Cargas Uniformemente Distribuídas				Disposição da carga
	Tipo	Peso Total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²	kgf/m ²	
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviário padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5KN/m² (carga de multidão).

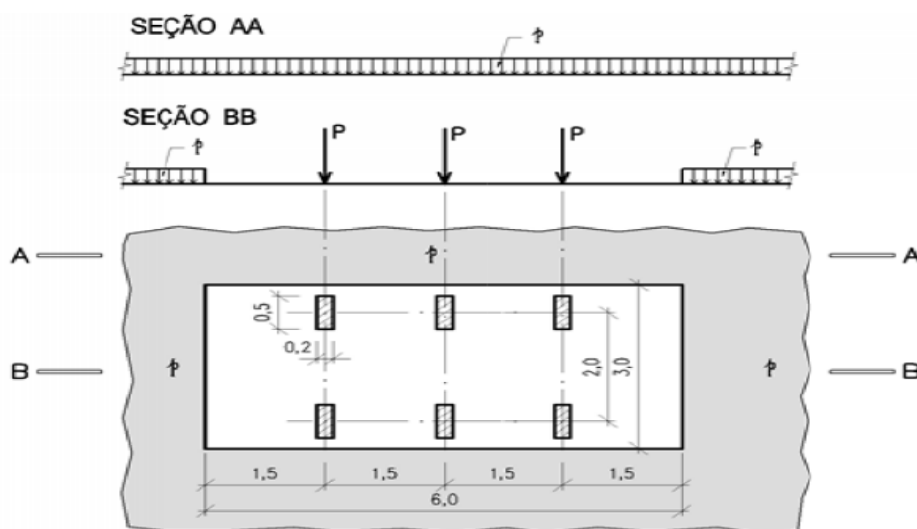


Figura B. 53: Trem tipo

Veículo tipo

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas $P = 75\text{KN}$ cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si 1,5m e de largura 2m. As cargas que constituem o trem-tipo, mantém entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal, que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da solicitação. Diz ainda a NBR 7188/2014 que para obter efeitos mais desfavoráveis deve haver

uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas. Além das cargas estáticas o veículo tipo será inserido no modelo já amplificado por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

Carga de multidão

A carga de multidão “p” é aplicada sob todo o tabuleiro da estrutura. É uma carga fictícia, e procura levar em consideração a ocupação máxima de pessoas na estrutura. Segundo a NBR 7188/2014 deve-se considerar 500 kg/m² (0,5 ton. /m²) para a carga nas faixas de rodagem. Além desse valor estático a carga de multidão será inserida no modelo já amplificada por coeficientes de majoração conforme visto adiante. Para a fase de construção foi adotada uma carga de multidão no valor de 100kg/m².

Coefficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2014, além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sob os valores de carregamento gerado tanto pelo veículo tipo como pela carga de multidão.

Conforme a norma a definição dos coeficientes de majoração das cargas móveis é apresentada da seguinte forma:

Veículo tipo: $Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

Q = carga concentrada majorada

P = carga vertical estática = 75KN

Carga de multidão: $q = p \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

q = carga de multidão majorada

p = carga de multidão estática = 5KN/m²

A seguir são definidos os coeficientes de majoração:

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical: amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / L + 50)$$

Sendo L o vão de 26,5 m, temos:

$$CIV = 1,277$$

CNF: Coeficiente do Número de Faixas: corrige distorções estatísticas

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

n: número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

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

CIA: Coeficiente de Impacto Adicional: consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional, abaixo definido.

$$CIA = 1,25 \text{ para obras em concreto ou mistas}$$

$$CIA = 1,15 \text{ para obras em aço}$$

De tal forma a carga móvel é majorada e inserida no modelo de cálculo como segue:

Carga de multidão:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 7,981\text{N/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 = 6,38\text{KN/m}^2$$

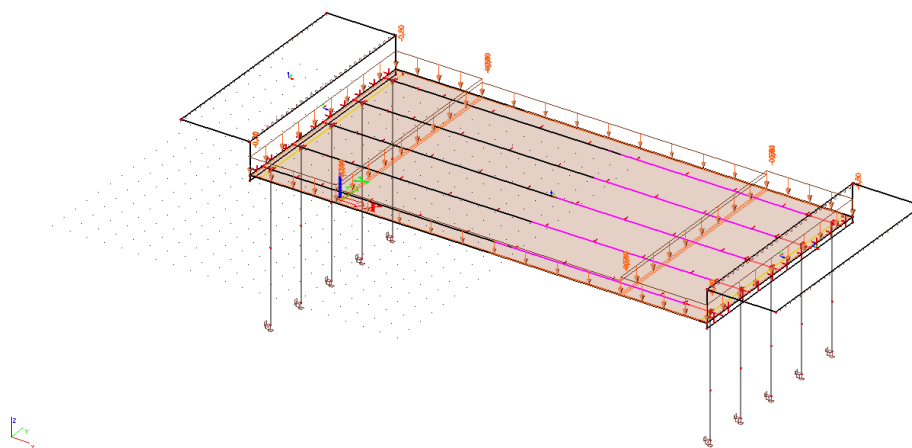


Figura B. 54: Cargas de multidão

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 119,72\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 = 95,78\text{KN}$$

Dado que a carga de multidão majorada foi aplicada no modelo computacional em toda a área do tabuleiro podemos reduzir o valor dos veículos tipo na área do trem-tipo (18m^2).

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = 119,72 - (7,981 \times 18/6) = 95,78\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = 95,78 - (6,38 \times 18/6) = 76,64\text{KN}$$

As posições do veículo tipo são variáveis ao longo da linha de influência (pista de tráfego), exercendo, ao todo, 30 posições distintas por pista de tráfego com espaçamento entre veículos tipo constante. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do veículo tipo.

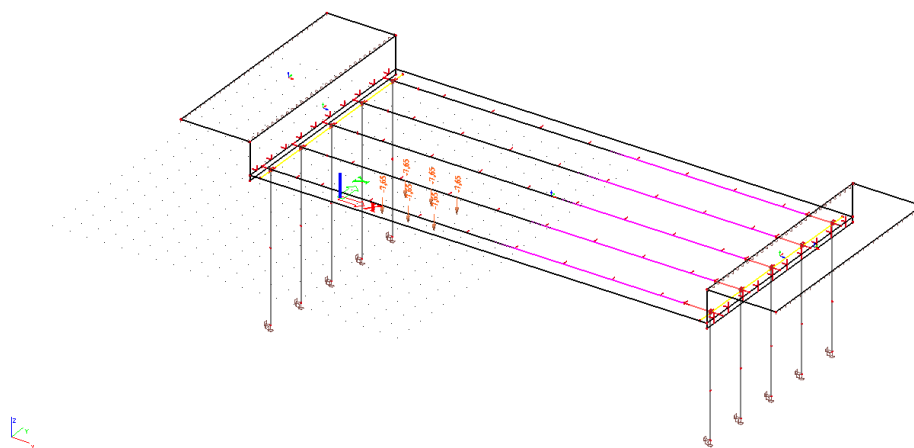


Figura B. 55: Carga de veículo tipo para trecho corrente

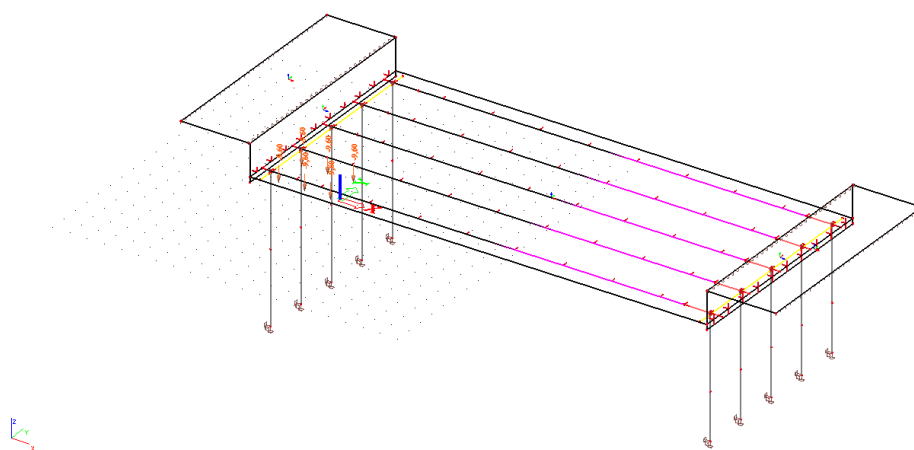


Figura B. 56: Carga de veículo tipo para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicados no nível do pavimento, são um percentual da carga vertical característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante com a respectiva carga vertical.

$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$, em [kN] onde:

$$H_f \geq 135 \text{ kN}$$

B: largura efetiva [m] da carga distribuída de 5kN/m².

L: comprimento concomitante [m] da carga distribuída.

$$H_f = 0,25 \times 12,70 \times 26,5 \times 1 = 84,14 \text{ KN}$$

Logo, o maior carregamento equivale a 0,040 tf/m². Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação.

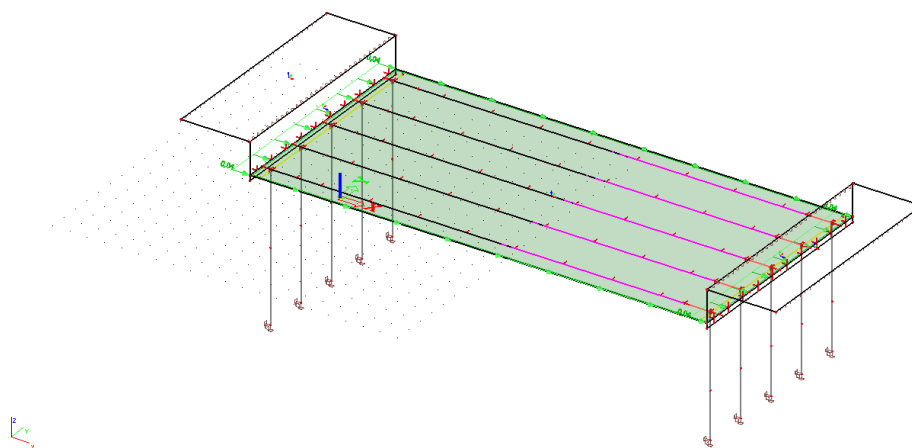


Figura B. 57: Carga de Frenagem ou Aceleração

2.3.2.4. Carga de Colisão em Pilares

Todos os pilares próximos a rodovias devem ser protegidos por dispositivos de contenção apropriados, dimensionados de acordo com 5.2.3.4 da NBR 7188/2014.

Como medida mitigadora de eventuais impactos, os pilares situados junto a faixas rodoviárias devem ser verificados para uma carga horizontal de colisão de 10t na direção do tráfego e 5t perpendicular ao tráfego, não concomitantes entre si, aplicadas a uma altura de 1,25m do terreno ou pavimento. Estes valores decrescem linearmente com a distância do pilar à pista, sendo zero a 10,0m.

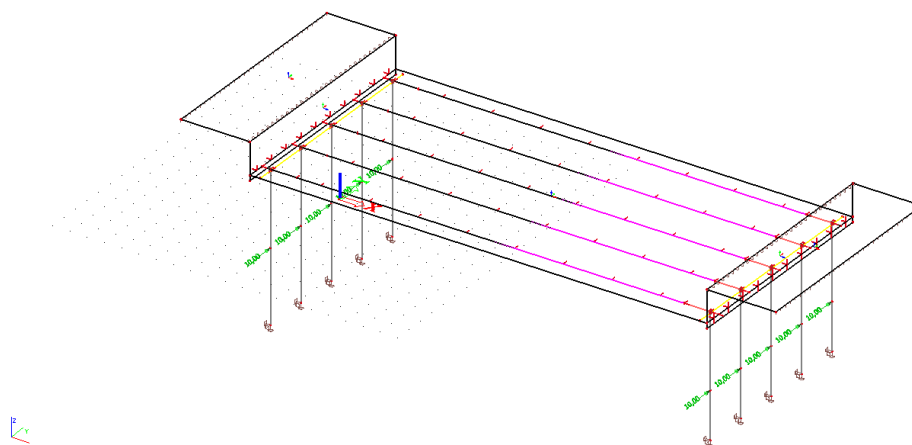


Figura B. 58: Carga de colisão na direção do tráfego

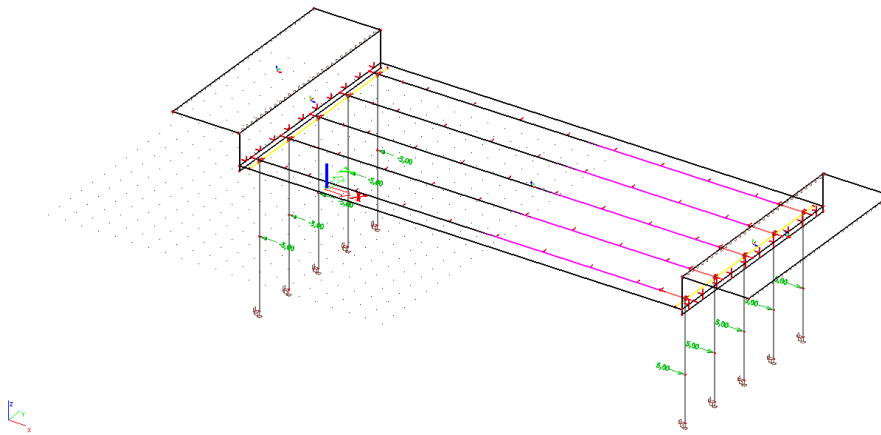


Figura B. 59: Carga de colisão perpendicular ao tráfego

2.3.3. Grupo de Carga

CP: Carga permanente: - Peso próprio

- Peso próprio da estrutura
- Peso próprio do guarda rodas
- Pavimentação e recapeamento
- Fluência e retração
- Protensão (90% + perdas)

CM: Cargas Móveis: - Cargas horizontais em “X”

- Trem tipo TT45 + Carga de multidão

CV: Cargas de Vento: - Cargas horizontais em “Y”

- Vento com Ponte Descarregada
- Vento com Ponte Carregada

CT: Cargas Térmicas:

- Variação de temperatura

FR: Cargas variável: - Cargas horizontais em “X”

- Frenagem e aceleração

2.3.4. Combinações

Estados limites: Os estados limites podem ser estados limites últimos ou de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles constituídas.

Estados limites últimos:

- No projeto usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:
- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Os estados limites últimos decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza:

- **Combinações última normal:**

$$F_d = \sum_{i=1}^M \gamma_{gt} F_{G1,K} + \gamma_Q \left[F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^N \psi_{0j} F_{Qj,K} + \right]$$

	CP	CM	CV	CT	FR	CARGA COLISÃO
CUN vento - sem frenagem	1,35	1,05	1,4	0,72		1.05
CUN vento - com frenagem	1,35	1,05	1,4	0,72	1,05	1.05
CUN temperatura - sem frenagem	1,35	1,05	0,84	1,2		1.05
CUN temperatura - com frenagem	1,35	1,05	0,84	1,2	1,05	1.05
CUN carga móvel - sem frenagem	1,35	1,5	0,84	0,72		1.5
CUN carga móvel - com frenagem	1,35	1,5	0,84	0,72	1,5	1.5

Estados limites de serviço:

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter quatro diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- **Combinações carga permanente:** Combinações que atuam durante todo o do período de vida da estrutura;

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CCP	1				

- **Combinações quase permanente:** Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_j,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
QQP sem frenagem	1	1		0,3	
QQP com frenagem	1	1		0,3	0,2

- **Combinações frequentes:** Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 105 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \psi_{1j} F_{Q_{1j},K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_{j},K}$$

LAJE DO TABULEIRO	CP	CM	CV	CT	FR
CFS vento - sem frenagem	1	0,3	0,5		
CFS vento - com frenagem	1	0,3	0,5		0,3
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,5	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,5	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,5		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,5		0,3	0,5

VIGA LONGARINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFS vento - sem frenagem	1	0,3	0,8		
CFS vento - com frenagem	1	0,3	0,8		0,3
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,8	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,8	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,8		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,8		0,3	0,8

- **Combinações raras:** Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^M F_{G_i,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^N \psi_{1j} F_{Q_j,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CRS móvel + vento - sem frenagem	1	1	0,8		
CRS móvel + vento - com frenagem	1	1	0,8		1
CRS móvel + temp. - sem frenagem	1	1		0,8	
CRS móvel + temp. - com frenagem	1	1		0,8	1

No período de vida da estrutura devem ser considerados também os seguintes estados limites:

- **Estados limites de perda de equilíbrio das fundações:** Para o dimensionamento da capacidade estrutural da fundação deverão ser utilizados os valores apresentados no estado limite último.

Como o dimensionamento geotécnico das fundações é feito por tensões admissíveis (no caso de sapatas) e por cargas admissíveis (estacas ou tubulões), e estas tensões ou cargas admissíveis incluem coeficientes de segurança que minoram as resistências dos elementos de fundação (NBR 6122 – tabela 01)

- Capacidade de carga de fundação superficial: Fator = 3
- Capacidade de carga de fundação profunda sem prova de carga: Fator = 2
- Capacidade de carga de fundação profunda com prova de carga: Fator = 1,6

Se as reações de apoio a serem suportadas por elementos de fundação, definidas pelo estado limite último, forem usadas diretamente nos projetos de fundação baseado no critério de tensões ou cargas admissíveis, haverá um confronto de critério de segurança.

- O critério do estado limite último usa coeficientes de segurança diferenciados tanto para as solicitações (ações) como para as resistências dos materiais.
- O critério de tensões ou cargas admissíveis usa um único coeficiente de segurança global envolvendo tanto as solicitações (ações) como as resistências dos materiais.

Portanto para que não ocorra confronto entre os critérios de segurança, para o dimensionamento geotécnico deverá ser aplicado o critério das tensões e cargas admissíveis, para o qual implica na necessidade de as solicitações resultantes das combinações de ações atuantes na estrutura serem consideradas sem coeficiente de ponderação (majoração).

$$F_{d,act} = \sum_{i=1}^m F_{G1,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CF vento - sem frenagem	1	0,7	1	0,6	
CF vento - com frenagem	1	0,7	1	0,6	0,7
CF temperatura - sem frenagem	1	0,7	0,6	1	
CF temperatura - com frenagem	1	0,7	0,6	1	0,7
CF carga móvel - sem frenagem	1	1	0,6	0,6	
CF carga móvel - com frenagem	1	1	0,6	0,6	1

- **Combinações frequentes de fadiga:** Na falta de um espectro de carga que defina a frequência de repetição de cada nível de carga, permitindo a aplicação da regra de Palmgren-Miner, a verificação de fadiga pode ser feita para um único nível de carga. Esse nível de carga é definido pela carga frequente de fadiga, a qual corresponde um certo número de ciclos de carga.

Pontes Rodoviárias	$\psi_{1fadiga}$	N
Laje do tabuleiro	0,8	2×10^6
Viga transversina	0,7	2×10^6
Viga longarina	0,5	2×10^6
Meso e infraestrutura	0	2×10^6

$$F_{d,ntf} = \sum_{i=1}^M F_{G1,E} + \psi_{1fadiga} F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^N \psi_{2j} F_{Qj,K}$$

LAJE DO TABULEIRO	CP	CM	CV	CT	FR
CFF vento - sem frenagem	1	0,3	0,8	0,3	
CFF vento - com frenagem	1	0,3	0,8	0,3	0,3
CFF temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,8	
CFF temperatura - com frenagem	1	0,3		0,8	0,3
CFF carga móvel - sem frenagem	1	0,8		0,3	
CFF carga móvel - com frenagem	1	0,8		0,3	0,8

VIGA TRANSVERSINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFF vento - sem frenagem	1	0,3	0,7	0,3	
CFF vento - com frenagem	1	0,3	0,7	0,3	0,3
CFF temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,7	
CFF temperatura - com frenagem	1	0,3		0,7	0,3
CFF carga móvel - sem frenagem	1	0,7			
CFF carga móvel - com frenagem	1	0,7			0,7

VIGA LONGARINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFF vento - sem frenagem	1	0,3	0,5	0,3	
CFF vento - com frenagem	1	0,3	0,5	0,3	0,3
CFF temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,3	
CFF temperatura - com frenagem	1	0,3		0,3	0,3
CFF carga móvel - sem frenagem	1	0,5		0,3	
CFF carga móvel - com frenagem	1	0,5		0,3	0,5

2.3.5. Envoltórias de Combinações

Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados do programa envoltórias de combinações, sendo elas:

- Envoltória de combinação última;
- Envoltória de combinação quase permanente;
- Envoltória de combinação frequente de serviço;
- Envoltória de combinação rara de serviço;
- Envoltória de combinação fundação – dimensionamento geotécnico;

2.3.6. Superestrutura

2.3.6.1. Longarinas (Dimensionamento Armadura Frouxa)

- Combinação carga permanente:

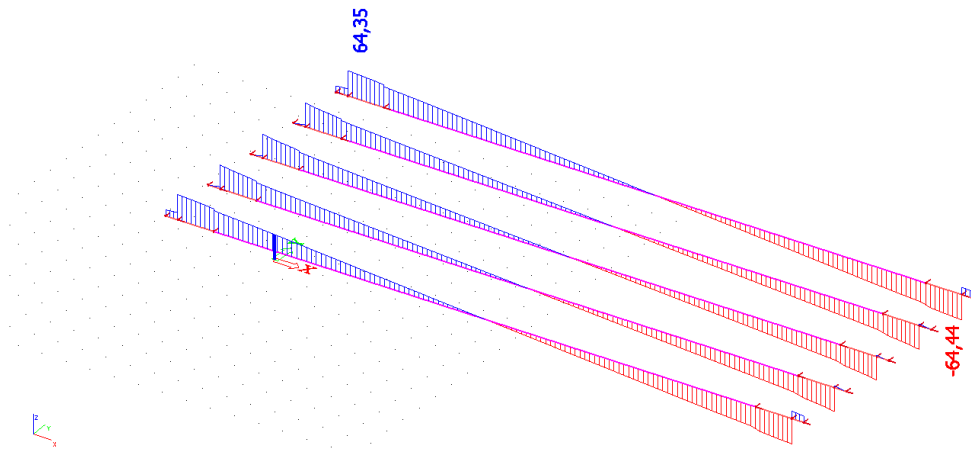


Figura B. 60: CCP - Cortante $V3 = 64,44$ tf

- Envoltória de combinação frequente de serviço:

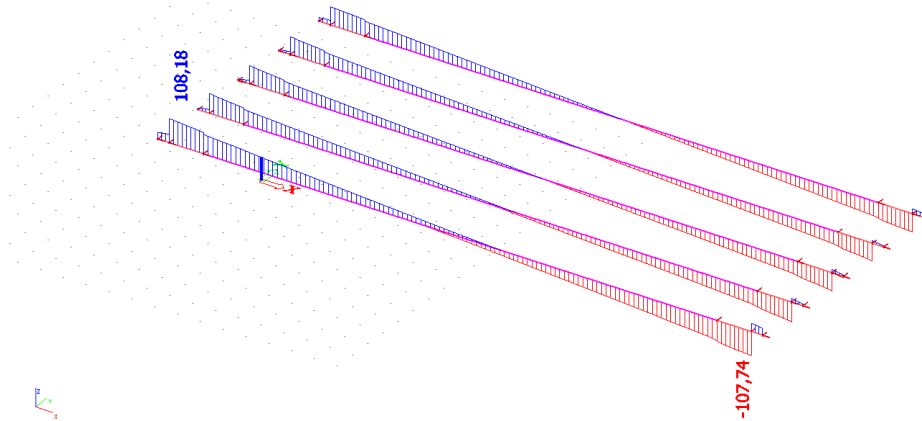


Figura B. 61: CFS - Cortante V3 = 108,18 tf

- Envoltória de combinação frequente de fadiga:

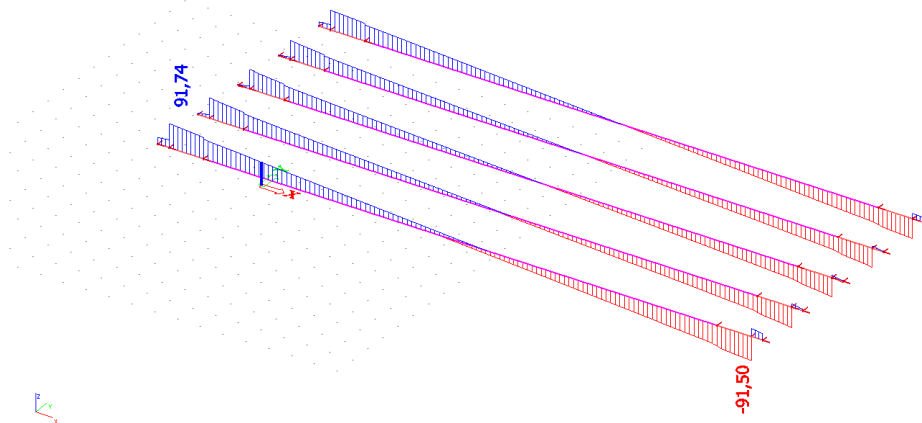


Figura B. 62: CFF - Cortante V3 = 91,74 tf

- Envoltória de combinação última:

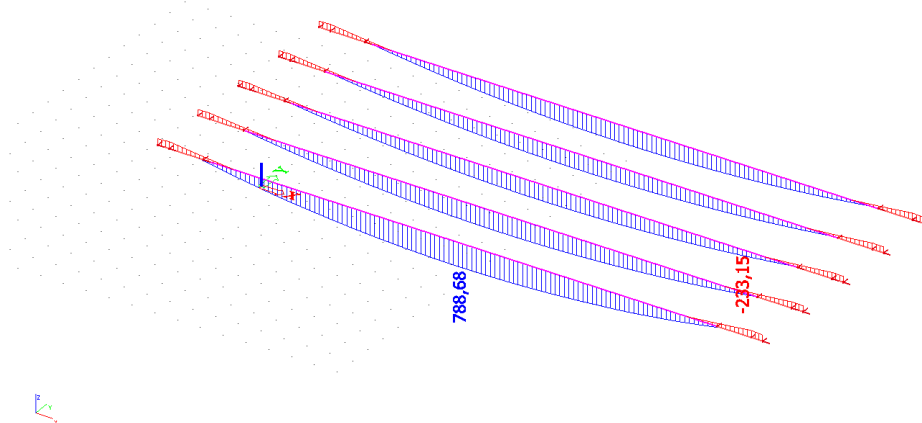


Figura B. 63: CUN - Momento M2 = 788,68 tfm

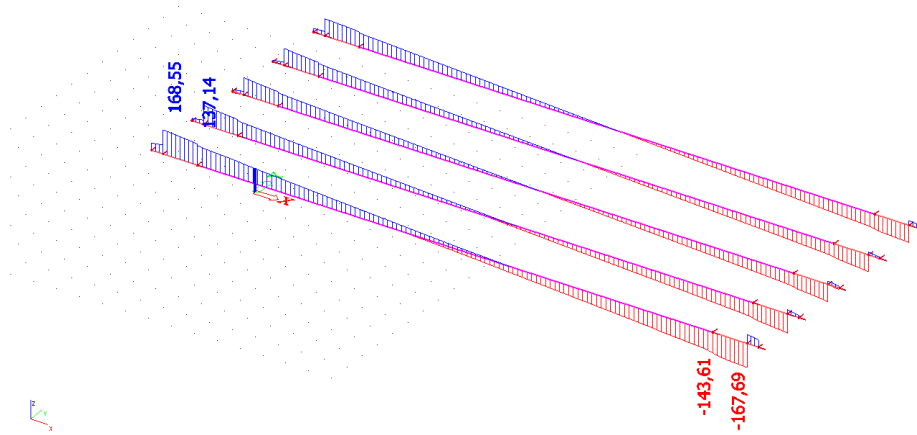


Figura B. 64: CUN – Cortante $V3 = 168,55$ tf

- Esforço para ELS (Peso próprio+24 cord. Ø15,2mm com perdas imediatas) – dimensionamento da protensão ver item 2.1.7

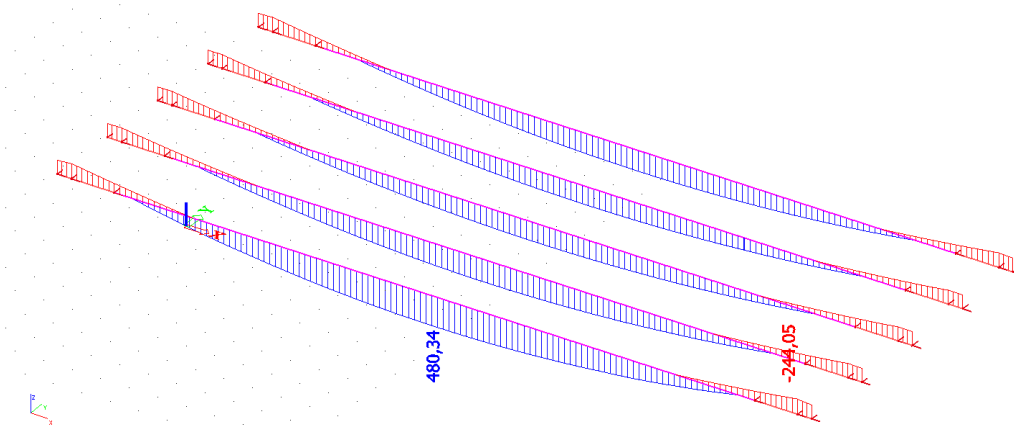


Figura B. 65: Momento Fletor $M2 = 480,34$ tfm

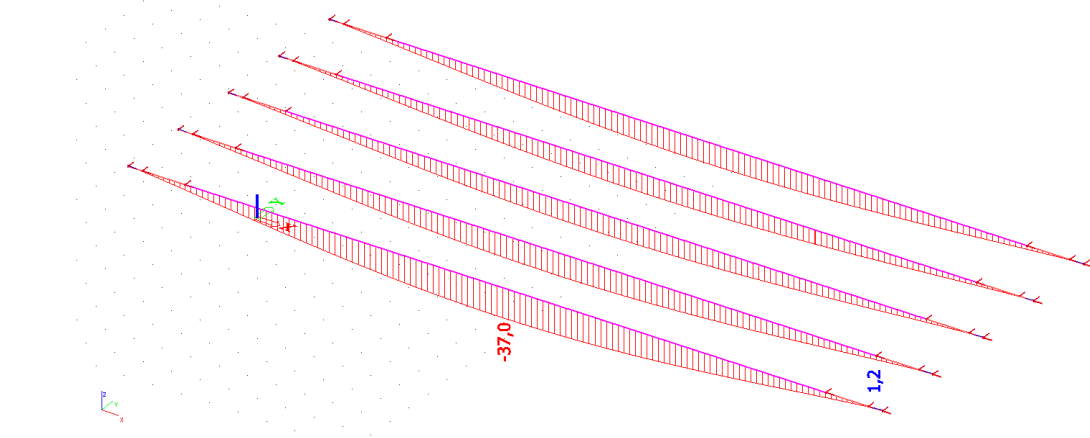


Figura B. 66: Deformação = 3,7cm (valores em mm)

- **Içamento** (Peso próprio + 24 cord. Ø15,2mm com perdas imediatas):

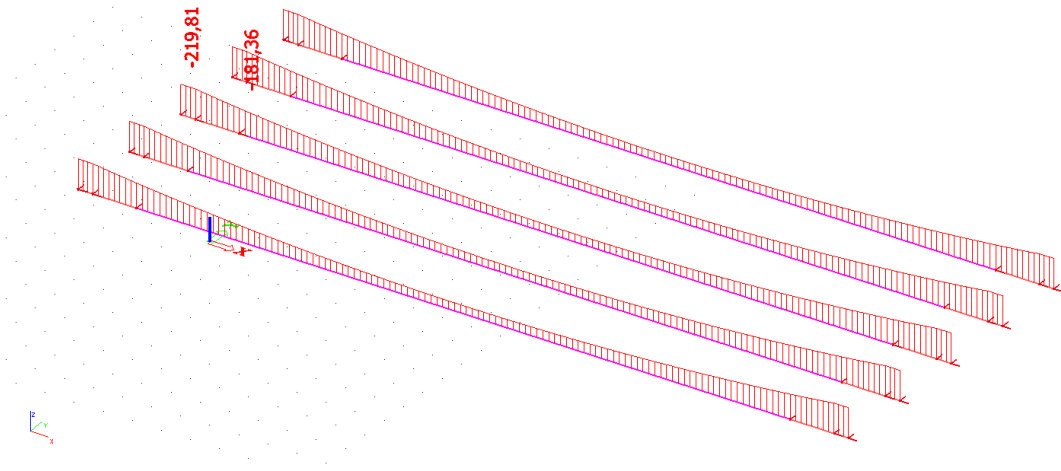


Figura B. 67: Momento Fletor = -219,81fm

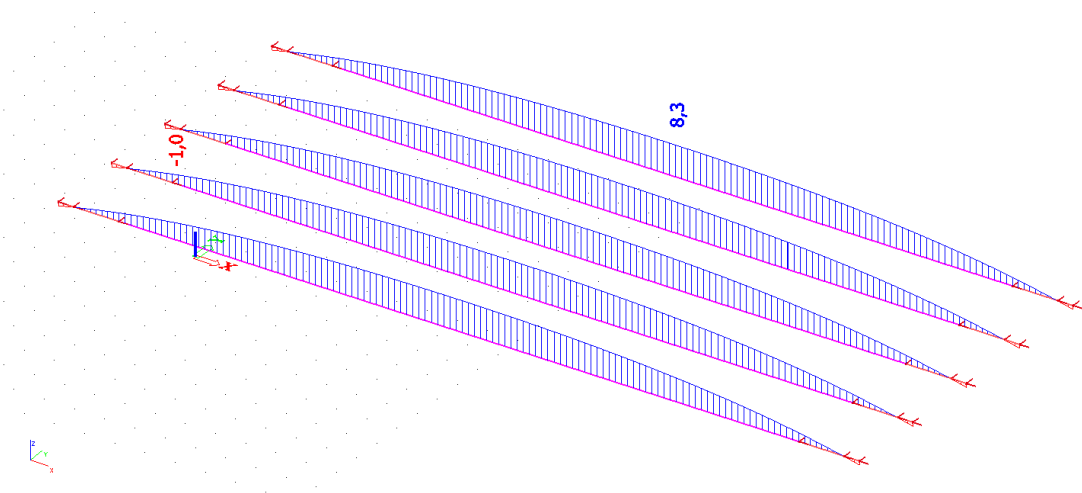


Figura B. 68: Deformação = 0,83cm (valores em mm)

2.3.6.1.1. Dimensionamento

1 - DADOS

Comprimento da viga	26,50 m
Altura da viga	1,60 m
Largura da laje colaborante	2,00 m
Espessura da laje colaborante	0,25 m
Centróide da armadura frouxa	0,13 m
Centróide da protensão	0,12 m

2 - CRITÉRIOS:

As unidades utilizadas nesse memorial, exceto indicação contrária, são as seguintes:

2.1 - Momentos fletores: KN.m

2.2 - Esforços cortantes: KN

2.3 - Armaduras: cm²

3 - MATERIAIS UTILIZADOS

3.1 - Concreto

3.1.1 - Superestrutura Mpa

3.2 - Aço

3.2.1 - Armaduras passivas: Concreto armado ▼

3.2.2 - Armaduras de protensão: Concreto protendido ▼

4 - ESFORÇOS STRAP

Momentos fletores máximos para:

* carregamento do peso próprio da viga (Mpp)	<input type="text" value="3037,8"/> KN.m
* combinação da carga permanente (Mcp)	<input type="text" value="4333,5"/> KN.m
* combinação quase-permanente (Mcqp)	<input type="text" value="5220,9"/> KN.m
* combinação frequente (Mcf)	<input type="text" value="5812,5"/> KN.m
* combinação rara de serviço (Mr)	<input type="text" value="7291,4"/> KN.m
* combinação última normal (Mu)	<input type="text" value="7886,8"/> KN.m

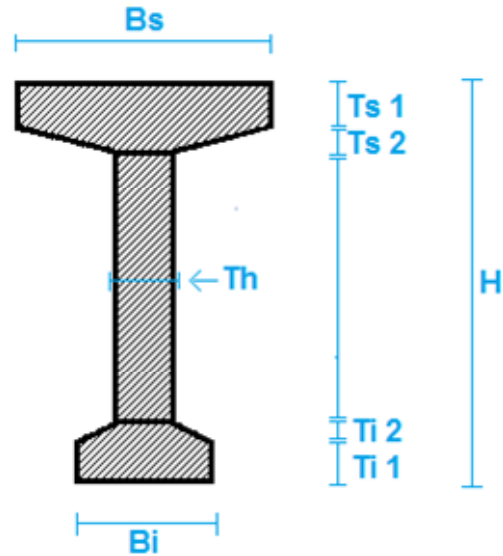
5 - CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

5.1 - Geometria viga

5.1.1 - Entrada de dados

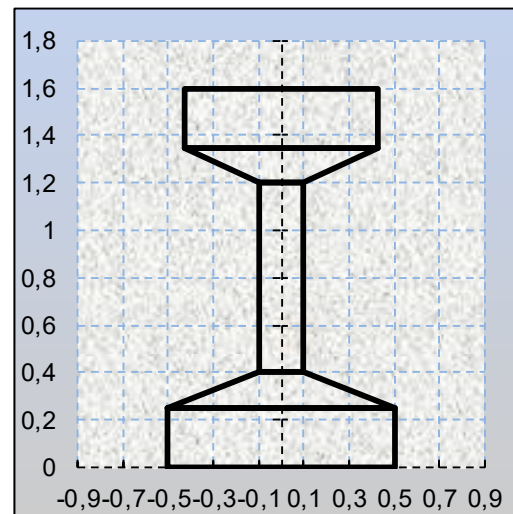
H	1,60 m
Bs	0,85 m
Bi	1,00 m
Ts1	0,25 m
Ts2	0,15 m
Th	0,20 m
Ti1	0,25 m
Ti2	0,15 m
X*	0,80 m

* Valor de Th nos apoios. Caso a largura da alma seja a mesma em toda a viga, ignorar este campo e deixá-lo em branco.



5.1.2 - Resultados

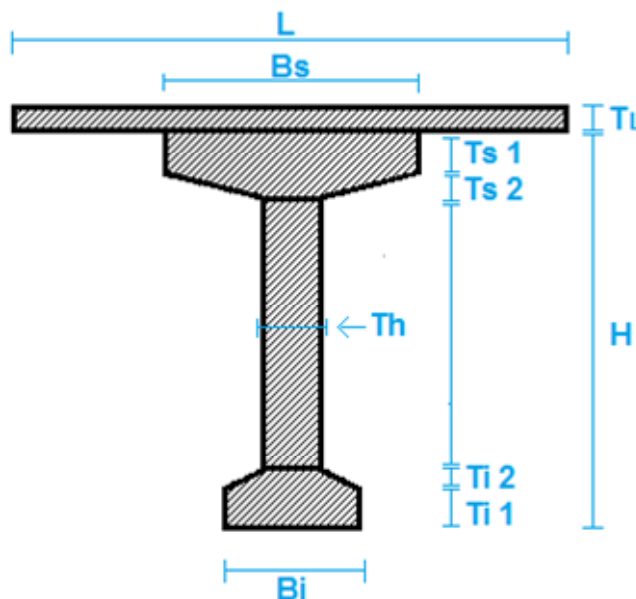
H total=	1,60 m
A=	0,79 m ²
J=	0,26 m ⁴
ys=	0,84 m
yi=	0,76 m
Ws=	0,31 m ³
Wi=	0,34 m ³
perím.=	6,02 m



5.2 - Geometria viga+laje

5.2.1 - Entrada

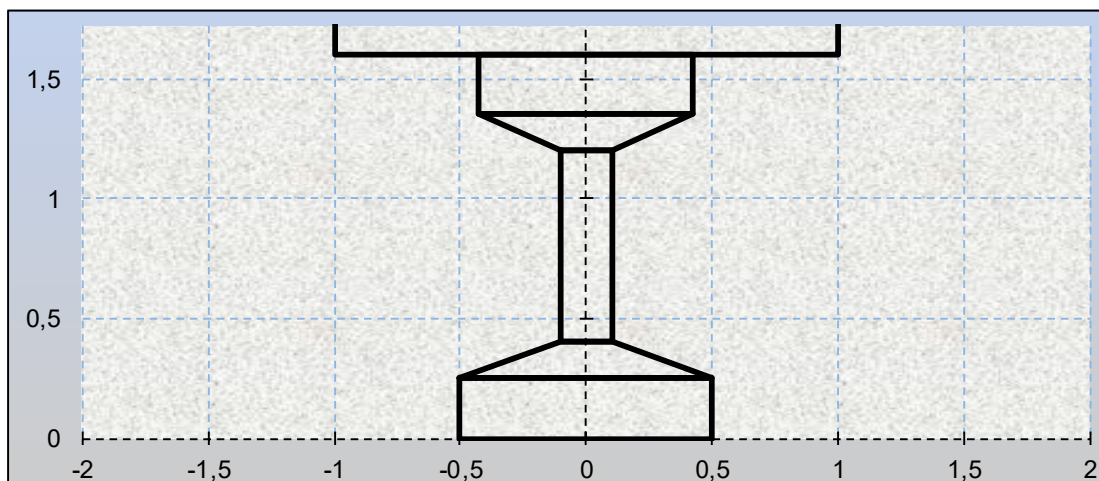
L	2,00 m
TL	0,25 m
H	1,60 m
Bs	0,85 m
Bi	1,00 m
Ts1	0,25 m
Ts2	0,15 m
Th	0,20 m
Ti1	0,25 m
Ti2	0,15 m



5.2.2 - Resultados

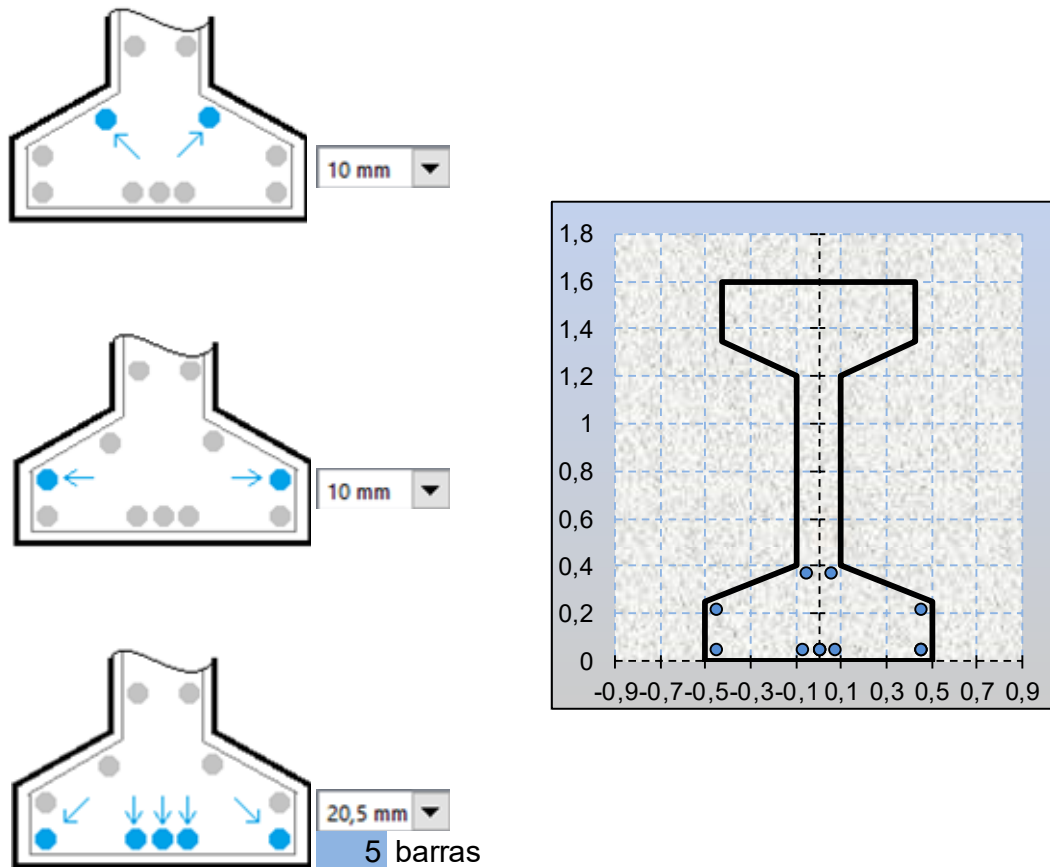
H total=	1,85 m
A=	1,29125 m ²
J=	0,54882 m ⁴
ys=	0,71578 m

yi=	1,13422 m
Ws=	0,76675 m ³
Wi=	0,48388 m ³
Ki=	0,37473 m



8 - Verificação ao ELU

8.1 - Definição das barras de armadura frouxa:



8.2 - Verificação ao momento na seção mais solicitada:

armadura ativa

SEM laje colaborante

resistência do aço : 190 kN/cm² , tensão admissível (σ_{sp}) : 165,217 kN/cm²

Área total das seções transversais das cordoalhas (A_p) = 33,6 cm²

Resistência da protensão: $R_p = A_{prot} \times \sigma_{sp} = 5551,3$ kN

Área de concreto relativa à resistência da protensão: $A_{cd1} = 1865,98$ cm²

não considerando a laje colaborante	
resistência nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
resistência na alma ($R_{c wd}$) =	5551,3 kN
momento resist. abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
momento resist. alma ($M_{c wd}$) =	7362,87 kN.m
$x = 38,4$ cm / $0,8x = 31$ cm	
$0,8x < \text{altura da aba} \implies$ seção retangular	
$x_{23} = 38,3$ cm / $x_{34} = 45,6$ cm	
$x < x_{23} \implies$ Domínio 3 (armação IDEAL)	
momento resistente (M_{fw}) = $M_{cfd} + M_{c wd}$	
momento resistente = 7362,87 kN.m	

considerando a laje colaborante	
resistência nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
resistência na alma ($R_{c wd}$) =	5551,3 kN
momento resist. abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
momento resist. alma ($M_{c wd}$) =	9241,2 kN.m
$x = 16,3$ cm / $0,8x = 13$ cm	
$0,8x < \text{altura da aba} \implies$ seção retangular	
$x_{23} = 44,8$ cm / $x_{34} = 53,3$ cm	
$x < x_{23} \implies$ Domínio 2 (seção SUBarmada)	
momento resistente (M_{fw}) = $M_{cfd} + M_{c wd}$	
momento resistente = 9241,2 kN.m	

armadura passiva

SEM laje colaborante

resistência do aço : 50 kN/cm² , tensão admissível (σ_{sb}) : 43,4783 kN/cm²

Área total das seções transversais das barras (A_{sd}) = 19,6448 cm²

Resistência das barras de aço: $R_{sd} = A_{sd} \times \sigma_{sd} = 854,121$ kN

Área de concreto relativa à resistência das barras de aço: $A_{cd2} = 287,099$ cm²

não considerando a laje colaborante	
resistência nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
resistência na alma ($R_{c wd}$) =	854,121 kN
momento resist. abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
momento resist. alma ($M_{c wd}$) =	1235,36 kN.m
$x = 5,91$ cm / $0,8x = 4,7$ cm	
$0,8x < \text{altura da aba} \implies$ seção retangular	
$x_{23} = 38,1$ cm / $x_{34} = 92,4$ cm	
$x < x_{23} \implies$ Domínio 2 (seção SUBarmada)	
momento resistente (M_{fw}) = $M_{cfd} + M_{c wd}$	
momento resistente = 1235,36 kN.m	

considerando a laje colaborante	
resistência nas abas (R_{cfd}) =	0 kN
resistência na alma ($R_{c wd}$) =	854,121 kN
momento resist. abas (M_{cfd}) =	0 kN.m
momento resist. alma ($M_{c wd}$) =	1460,5 kN.m
$x = 2,51$ cm / $0,8x = 2$ cm	
$0,8x < \text{altura da aba} \implies$ seção retangular	
$x_{23} = 44,5$ cm / $x_{34} = 108$ cm	
$x < x_{23} \implies$ Domínio 2 (seção SUBarmada)	
momento resistente (M_{fw}) = $M_{cfd} + M_{c wd}$	
momento resistente = 1460,5 kN.m	

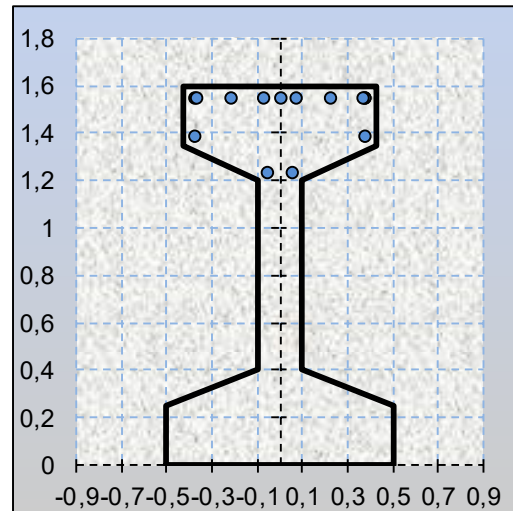
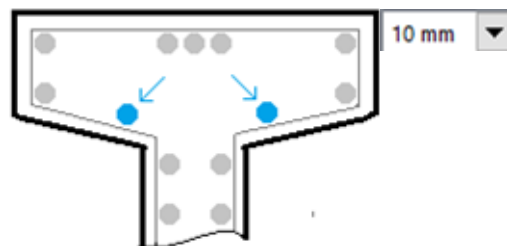
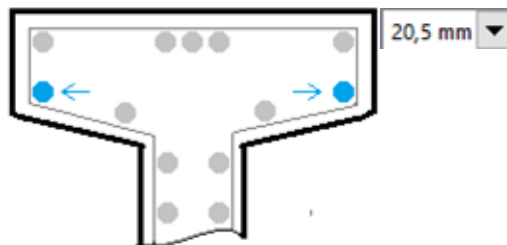
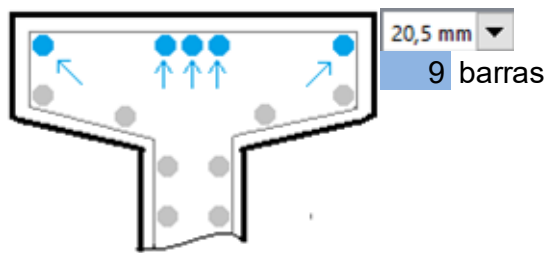
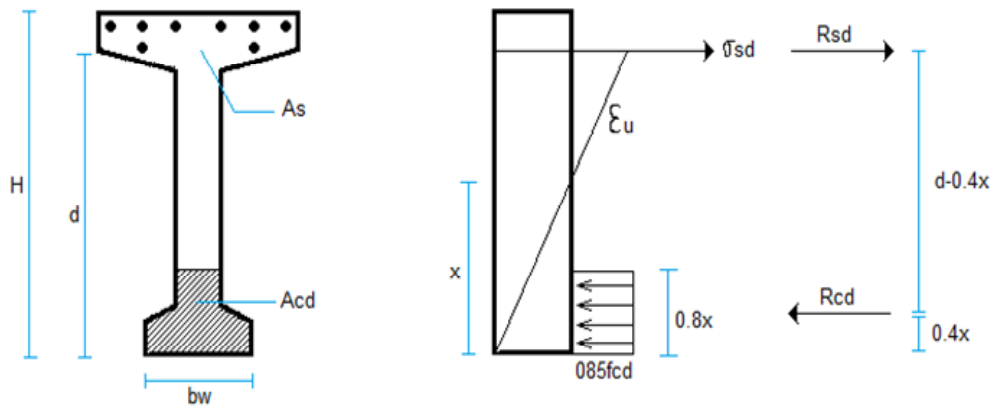
Armadura frouxa com viga em uso (depois da protensão e lançamento, submetida à Combinação Última Normal)

momento resultante : 523,935 KN.m / momento resistente: 1235,36 KN.m

Armadura adequada: momento resistente maior que momento solicitante

9 - Verificação ao ELS

9.1 - Definição das barras de armadura frouxa



9.2 - Verificação ao momento na seção mais solicitada às fases de 3-7-28 dias

hipóteses de liberação das corodoalhas

Cimento Portland

Cimento ARI

idade do concreto	resistência	número de corodoalhas	força de protensão aplicada	momento resultante (calculado)
fck 55%	19,25 Mpa	24	343,81 ton	220 tf.m
fck 75%	26,25 Mpa	24	343,81 ton	220 tf.m
fck 100%	35 Mpa	24	343,81 ton	244 tf.m

Tensão de ruptura do aço: 50 kN/cm² , tensão admissível (σ_{sp}): 43,5 kN/cm²

Área total das secções transversais das barras (Asd) = 37,8778 cm²

Resistência das barras de aço: Rsd = Asd x σ_{sd} = 1646,86 kN

fase de protensão fck 55%

Área de concreto relativa à resistência das barras de aço : Acd= 1006,48 cm²

resistência nas abas (Rcfd) = 0 kN momento resist. abas (Mbfd) = 0 kN.m

resistência na alma (Rcwa) = 1646,86 kN momento resist. alma (Mbcwa) = 2368,58 kN.m

x = 17,6 cm / 0,8x = 14 cm 0,8x < altura da aba ==> seção retangular

x₂₃ = 39,1 cm / x₃₄ = 94,8 cm x < x₂₃ ==> Domínio 2 (seção SUBarmada)

momento resistente (Mfw) = 241,445 tf.m , momento solicitante (Md) = 220 tf.m

Armadura adequada: momento resistente maior que momento solicitante

fase de protensão fck 75%

Área de concreto relativa à resistência das barras de aço : Acd= 738,089 cm²

resistência nas abas (Rcfd) = 0 kN momento resist. abas (Mbfd) = 0 kN.m

resistência na alma (Rcwa) = 1646,86 kN momento resist. alma (Mbcwa) = 2399,52 kN.m

x = 12,9 cm / 0,8x = 10 cm 0,8x < altura da aba ==> seção retangular

x₂₃ = 39,1 cm / x₃₄ = 94,8 cm x < x₂₃ ==> Domínio 2 (seção SUBarmada)

momento resistente (Mfw) = 244,599 tf.m , momento solicitante (Md) = 220 tf.m

Armadura adequada: momento resistente maior que momento solicitante

fase de protensão fck 100%

Área de concreto relativa à resistência das barras de aço : Acd= 553,567 cm²

resistência nas abas (Rcfd) = 0 kN momento resist. abas (Mbfd) = 0 kN.m

resistência na alma (Rcwa) = 1646,86 kN momento resist. alma (Mbcwa) = 2420,79 kN.m

x = 9,69 cm / 0,8x = 7,7 cm 0,8x < altura da aba ==> seção retangular

x₂₃ = 39,1 cm / x₃₄ = 94,8 cm x < x₂₃ ==> Domínio 2 (seção SUBarmada)

momento resistente (Mfw) = 246,768 tf.m , momento solicitante (Md) = 244 tf.m

Armadura adequada: momento resistente maior que momento solicitante

12 - Armadura de pele

Nas seções de apoio

Armação necessária em cada face lateral: 0,00136 m² , 14 cm²

Diâmetro das barras: 16 mm

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 50 cm (altura útil / 3)
- 24 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 7 barras com uma distância de 12 cm entre si ao longo de cada face lateral das seções de apoio, atendendo 14 cm² de aço dos 14 cm² necessários à cada face, totalizando 28 barras de 2,00 m e 88,1616 Kg de aço.

Na seção de vão

Armação necessária em cada face lateral: 0,00032 m² , 3,2 cm²

Diâmetro das barras: 8 mm

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 50 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 7 barras com uma distância de 12 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 3,5 cm² de aço dos 3,2 cm² necessários à cada face, totalizando 14 barras de 22,5 m e 123,977 Kg de aço.

12 - Verificação ao esforço cortante

Os quadros abaixo descrevem a disposição dos estribos ao longo da viga. Os primeiros 5 quadros, em ordem, mostram a seqüência de estribos a partir das pontas em direção ao centro. O sexto quadro descreve os estribos no trecho central da peça.

A seqüência completa, de ponta a ponta, será 1, 2, 3, 4, 5, 6, 5, 4, 3, 2, 1.

comprimento da viga : 26,5 m
fck do concreto : 35 Mpa
altura útil : 1,44 m

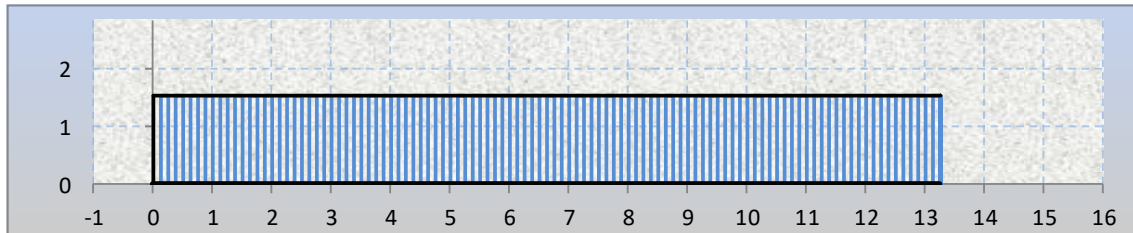
1	primeiros 200 cm
cortante de projeto : 1686 KN armadura calculada : 8,99 cm ² /m	
largura da alma : 0,85 m armadura mínima : 12,5 cm ² /m	
Vco : 1179 kN / Vrd2 : 1105 kN armadura empregada : 64,3 cm ² /m	
estribos no espaçamento : 2 espaçamento (armadura empregada) : 12,5 cm	
diâmetro do estribo : 16 mm variação de tensão no aço : 52 mPa	
área de aço no estribo : 8 cm ² limite para variação de tensão : 85 mPa	
16 estribos em 2 m e espaçamento de 12,50 cm	

2	próximos 200 cm
cortante calculado : 1431 KN armadura calculada : 20,5 cm ² /m	
largura da alma : 0,2 m armadura mínima : 2,95 cm ² /m	
Vco : 277 kN / Vrd2 : 1672 kN armadura empregada : 32,2 cm ² /m	
estribos no espaçamento : 1 espaçamento (armadura empregada) : 12,5 cm	
diâmetro do estribo : 16 mm variação de tensão no aço : 76 mPa	
área de aço no estribo : 4 cm ² limite para variação de tensão : 85 mPa	
16 estribos em 2 m e espaçamento de 12,5 cm	

3	próximos 200 cm
cortante calculado : 1177 KN armadura calculada : 16 cm ² /m	
largura da alma : 0,2 m armadura mínima : 2,95 cm ² /m	
Vco : 277 kN / Vrd2 : 1672 kN armadura empregada : 19,6 cm ² /m	
estribos no espaçamento : 1 espaçamento (armadura empregada) : 12,5 cm	
diâmetro do estribo : 12,5 mm variação de tensão no aço : 84 mPa	
área de aço no estribo : 2,5 cm ² limite para variação de tensão : 85 mPa	
16 estribos em 2 m e espaçamento de 12,5 cm	

4	próximos 200 cm
cortante calculado : 922 KN armadura calculada : 11,4 cm ² /m	
largura da alma : 0,2 m armadura mínima : 2,95 cm ² /m	
Vco : 277 kN / Vrd2 : 1672 kN armadura empregada : 12,6 cm ² /m	
estribos no espaçamento : 1 espaçamento (armadura empregada) : 12,5 cm	
diâmetro do estribo : 10 mm variação de tensão no aço : 80 mPa	
área de aço no estribo : 1,6 cm ² limite para variação de tensão : 85 mPa	
16 estribos em 2 m e espaçamento de 12,5 cm	

5	proximos 530 cm	
cortante calculado :	668 kN	armadura calculada : 6,93 cm ² /m
largura da alma :	0,2 m	armadura mínima : 2,95 cm ² /m
Vco : 277 kN / Vrd2 :	1672 kN	armadura empregada : 8,04 cm ² /m
estribos no espaçamento :	1	espaçamento (armadura empregada) : 12,5 cm
diâmetro do estribo :	8 mm	variação de tensão no aço : 30 mPa
área de aço no estribo :	1 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
42 estribos em 5,25 m e espaçamento de 12,50 cm		



32 estribos (ø16mm) x 4,98 m/estribo x 1,57 kg/m (densidade linear) = 250,88 kg

64 estribos (ø16mm) x 3,68 m/estribo x 1,57 kg/m (densidade linear) = 370,78 kg

32 estribos (ø12,5mm) x 3,68 m/estribo x 0,96 kg/m (densidade linear) = 113,15 kg

32 estribos (ø10mm) x 3,68 m/estribo x 0,61 kg/m (densidade linear) = 72,42 kg

84 estribos (ø8mm) x 3,68 m/estribo x 0,39 kg/m (densidade linear) = 121,66 kg

total de aço = 928,9 kg

2.3.6.2. Guarda Rodas

O dimensionamento do guarda rodas segue a norma 7188/2013 – impacto em barreiras:



Para a análise matricial foi utilizado um modelo computacional em elementos finitos sólidos, conforme figura abaixo:

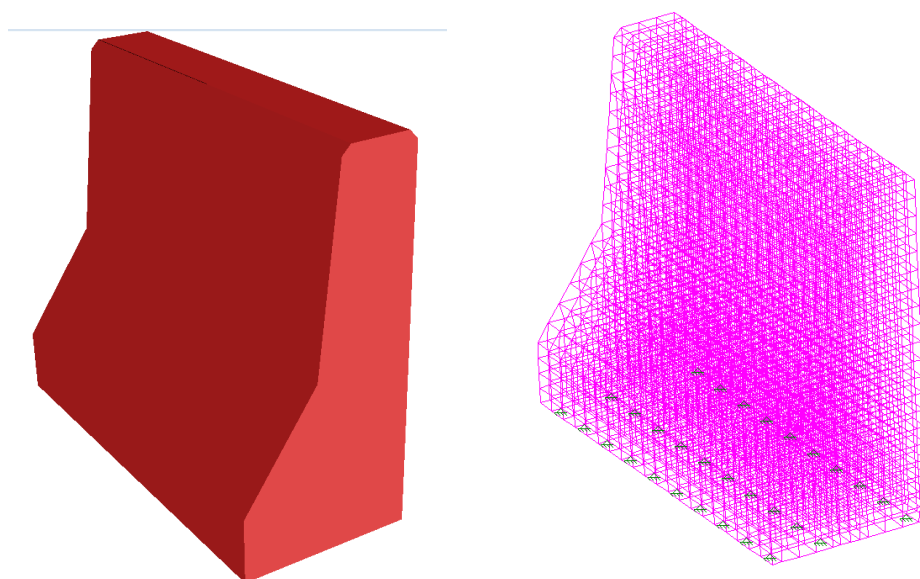
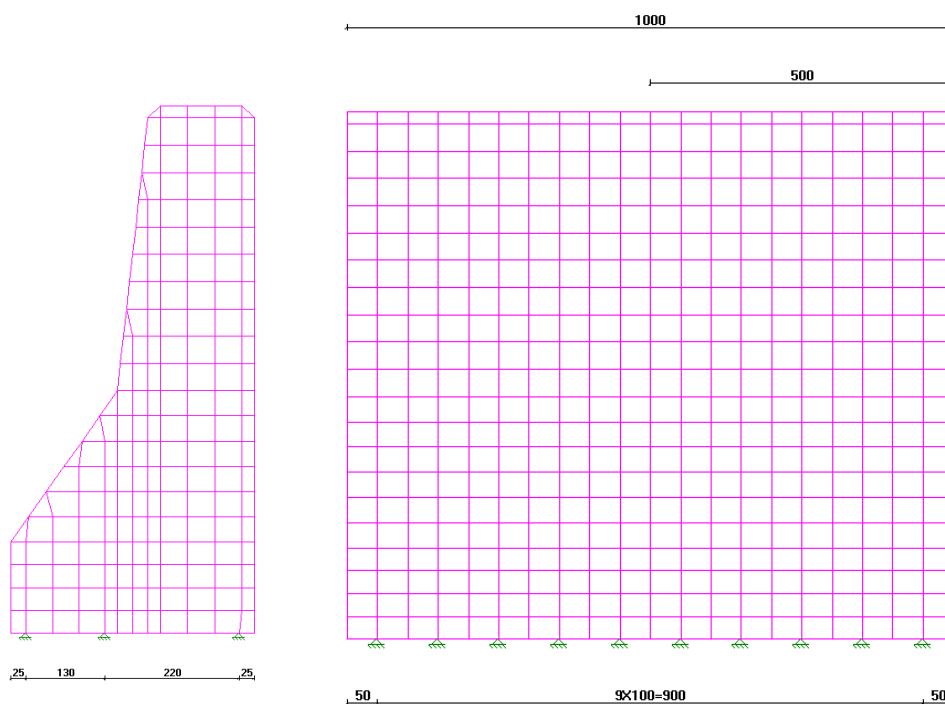


Figura B. 69: Modelos 3D e computacional do Guarda Rodas



O elemento deve ser dimensionado para uma carga horizontal perpendicular à direção do tráfego de 100kN e carga vertical concomitante de 100kN.

A ação é aplicada em um comprimento de 50cm., no topo do elemento, admitindo-se distribuição espacial a 45°.

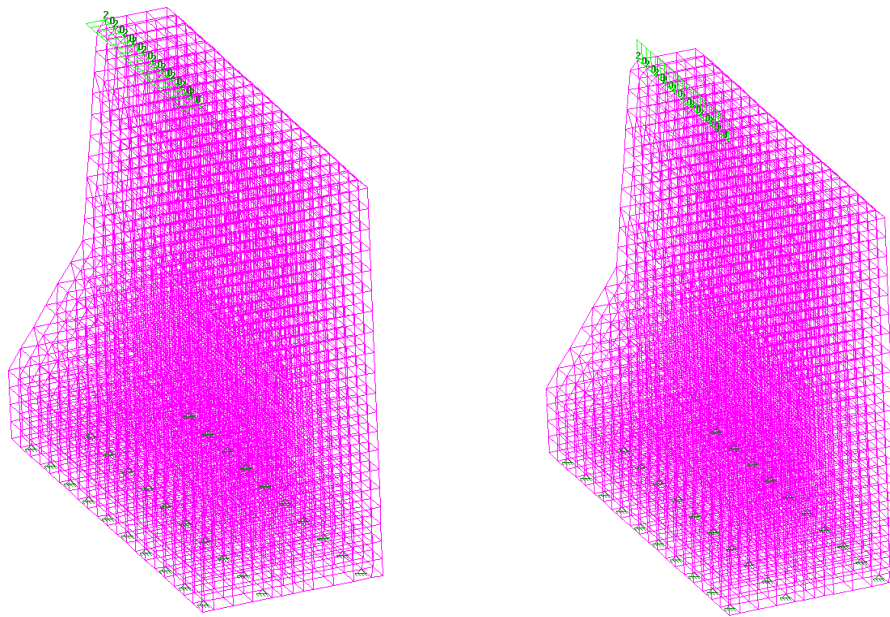


Figura B. 70: Carga aplicadas para dimensionamento do Guarda Rodas

RESULTADOS:

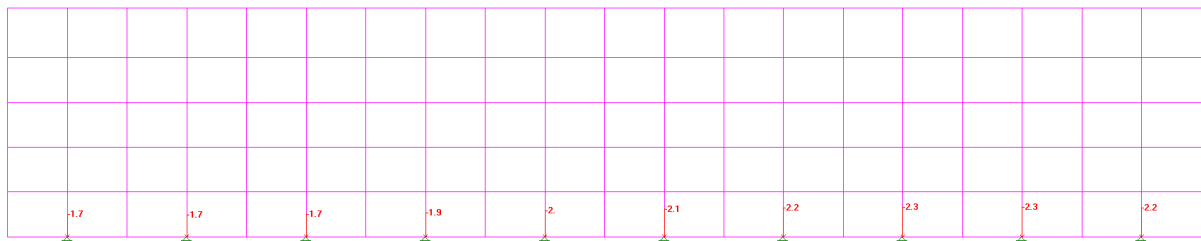


Figura B. 71: reações máximas - posição 1 (-2.2tf)

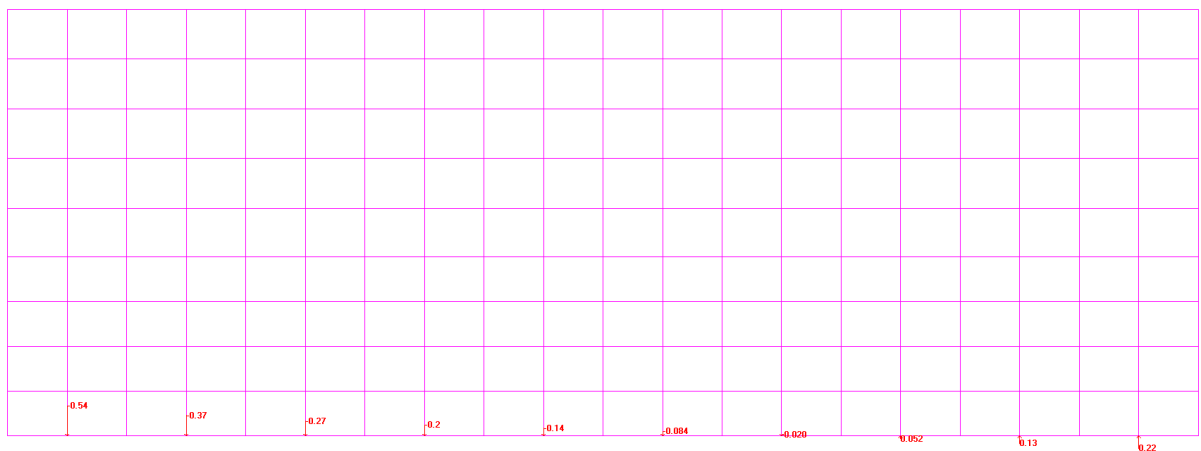


Figura B. 72: reações máximas - posição 2 (-0.54tf)

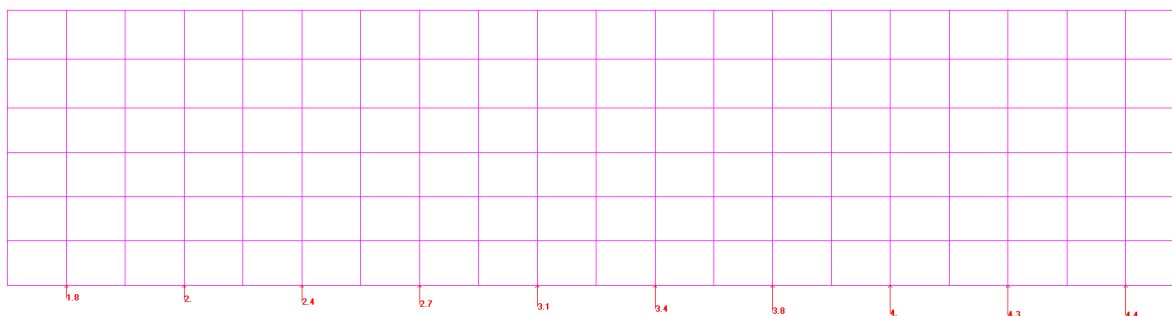


Figura B. 73: reações máximas - posição 3 (4.4tf)

DIMENSIONAMENTO:

Diâmetro (mm)	Área	Resultante (tf)	Calculada
6,3	0,311724531	1,36	1,623228041
8	0,502654825	2,19	1,006655015
10	0,785398163	3,41	0,64425921
12,5	1,22718463	5,34	0,412325894
16	2,010619298	8,74	0,251663754
20	3,141592654	13,66	0,161064802
25	4,908738521	21,34	0,103081474

Diâmetro (mm)	Área	Resultante (tf)	Calculada
6,3	0,311724531	1,36	0,398428701
8	0,502654825	2,19	0,247088049
10	0,785398163	3,41	0,158136351
12,5	1,22718463	5,34	0,101207265
16	2,010619298	8,74	0,061772012
20	3,141592654	13,66	0,039534088
25	4,908738521	21,34	0,025301816

Diâmetro (mm)	Área	Resultante (tf)	Calculada
6,3	0,311724531	1,36	-3,246456083
8	0,502654825	2,19	-2,01331003
10	0,785398163	3,41	-1,288518419
12,5	1,22718463	5,34	-0,824651788
16	2,010619298	8,74	-0,503327508
20	3,141592654	13,66	-0,322129605
25	4,908738521	21,34	-0,206162947

2.3.7. Encontros

2.3.7.1. Travessas do Encontro

- Envoltória de combinação última:

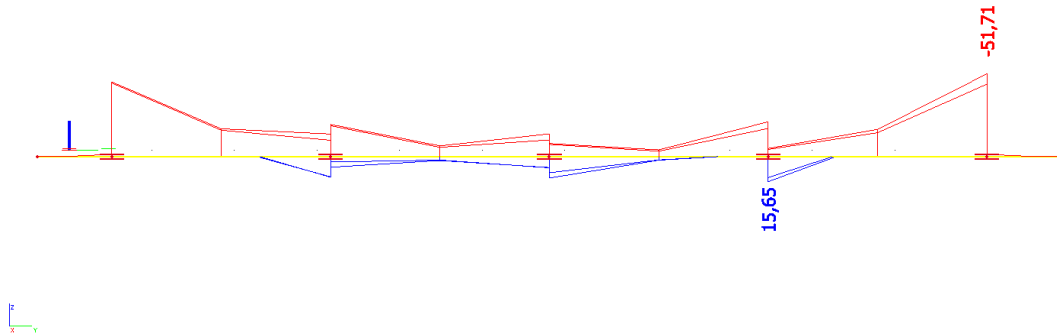


Figura B. 74: CUN - Momento $M2 = -51,71\text{tfm}/15,65\text{tfm}$

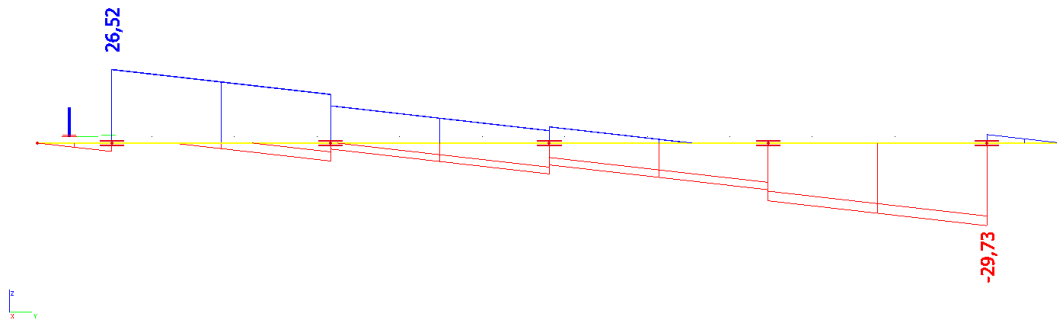


Figura B. 75: CUN – Esforço Cortante $V3 = 29,73\text{tf}$

- Armadura mínima de tração para flexão simples:

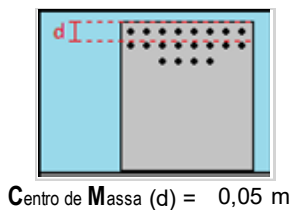
%: 0,15%
 Altura da viga: 100 cm
 Largura da viga: 100 cm
 Act: 10000 cm²

Ø (mm)	As (cm ²)	Barras
32	15	2
25	15	4
20	15	5
16	15	8
12,5	15	13
10	15	20
8	15	30

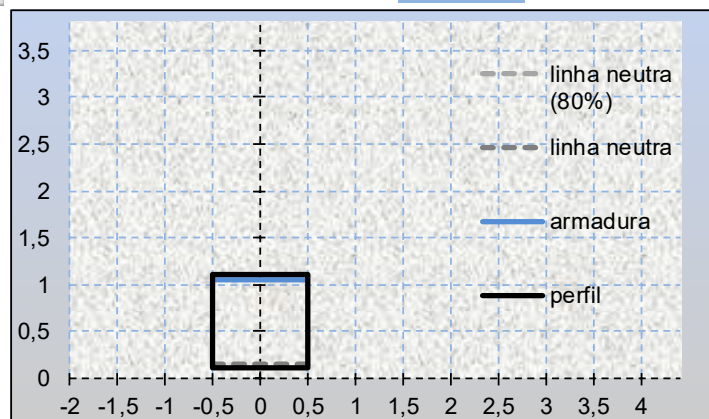
DIMENSIONAMENTO:

face tracionada : superior

Momento solicitante = 517,1 kN.m



altura = 1,00 m
 largura = 1,00 m
 fck do concreto = 30 Mpa



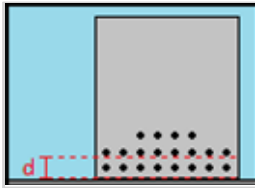
tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 20 mm	número de barras = 5
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = 51710 kN.cm = 52,7 t.m = 517,1 kN.m
 15,71 cm² de aço nas barras = 683 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 4,69 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 683 kN
 momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 636 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mc wd = 636,00329 kN.m (454,28806 kN.m se dividido por 1,4)

face tracionada : inferior ▼

Momento solicitante = 156,5 kN.m

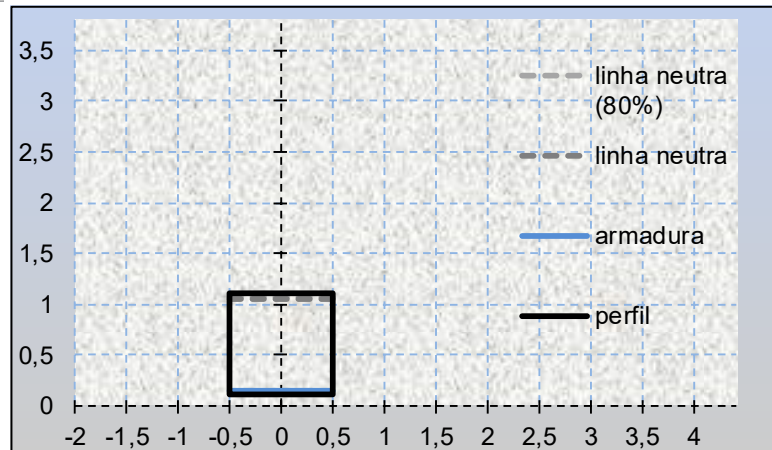


Centro de Massa (d) = 0,05 m

altura = 1,00 m

largura = 1,00 m

fck do concreto = 30 Mpa



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 20 mm	número de barras = 5
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = 15650 kN.cm = 16 t.m = 156,5 kN.m

15,71 cm² de aço nas barras = 683 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 4,69 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 683 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 636 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 636,00329 kN.m (454,28806 kN.m se dividido por 1,4)

Armação necessária em cada face lateral: 0,001 m² , 10 cm²

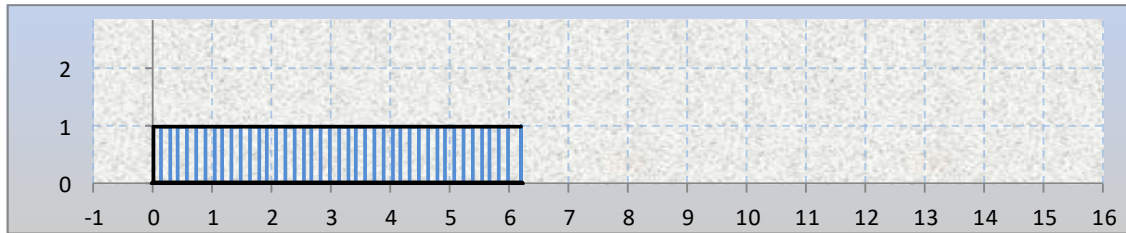
Diâmetro das barras: 16 mm

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre
- 30 cm (altura útil / 3)
- 24 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 6 barras com uma distância de 20 cm entre si ao longo de cada face lateral das seções de apoio, atendendo 12 cm² de aço dos 10 cm² necessários à cada face, totalizando 24 barras de 12,40 m e 468,516 Kg de aço.

6	1240 cm da seção do meio do vão	
cortante calculado : 297 kN		armadura calculada : -14 cm ² /m
largura da alma : 1 m		armadura mínima : 13,3 cm ² /m
Vco : 782 kN / Vrd2 : 4582 kN		armadura empregada : 20,9 cm ² /m
estribos no espaçamento : 2		espaçamento (armadura empregada) : 15 cm
diâmetro do estribo : 10 mm		variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo : 3,1 cm ²		limite para variação de tensão : 85 mPa
83 estribos em 12,5 m e espaçamento de 15 cm (1245 cm de 1240 cm)		



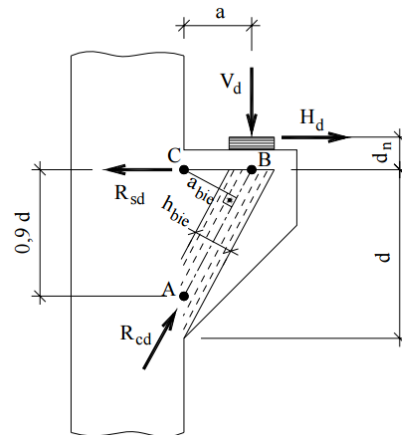
0 estribos ($\varnothing 16\text{mm}$) x 2,8 m/estribo x 1,57 kg/m (densidade linear) = 0 kg

83 estribos ($\varnothing 10\text{mm}$) x 2,6 m/estribo x 0,61 kg/m (densidade linear) = 132,71 kg

83 estribos ($\varnothing 10\text{mm}$) x 4,2 m/estribo x 0,61 kg/m (densidade linear) = 214,38 kg

total de aço = 347,09 kg

• Verificação do console



$$a_{bic} = \frac{0,9 d \cdot a}{\sqrt{(0,9 d)^2 + a^2}}$$

$$a_{bic} = \frac{0,9 a}{\sqrt{(0,9)^2 + \left(\frac{a}{d}\right)^2}}$$

$$h_{bic} = 0,2 d$$

dados:

Vd =	91,26	ton	(modelo 2 - combinação CP)		
Hd =	0,35	ton			
a =	0,25	m	fyd	500 Mpa	50000 ton/m ²
d =	0,66	m			
dn =	0,1	m			
b =	0,5	m			
fck =	30	Mpa			

calculo das resistencias

resistencia do tirante: Rsd = 38,81801 ton

resistencia da biela de concreto: Rcd = 99,16526 ton

armadura dos tirantes:

calculada:	As tir =	0,000776 m ²	7,763603 cm ²
armadura minima dos tirantes:	condição 1:	0,000792 m ²	7,92 cm ²
	condição 2:	0,000495 m ²	4,95 cm ²
armadura adotada:			7,92 cm ²
diâmetro utilizado:	∅ =	20 mm	3,141593 cm ²

utilizar: 3 alças

verificação da biela comprimida: σcd = 1502,504 ton/m² 15,02504 Mpa
σcd adm = 21,42857 Mpa OK

verificação ao cisalhamento: τwd = 276,5455 ton/m² 2,765455 Mpa
τwd adm = 3,950116 Mpa OK

armadura de costura: As cost = 3,769911 cm²
diâmetro utilizado: ∅ = 8 mm 0,502655 cm²

utilizar: 4 estribos horizontais

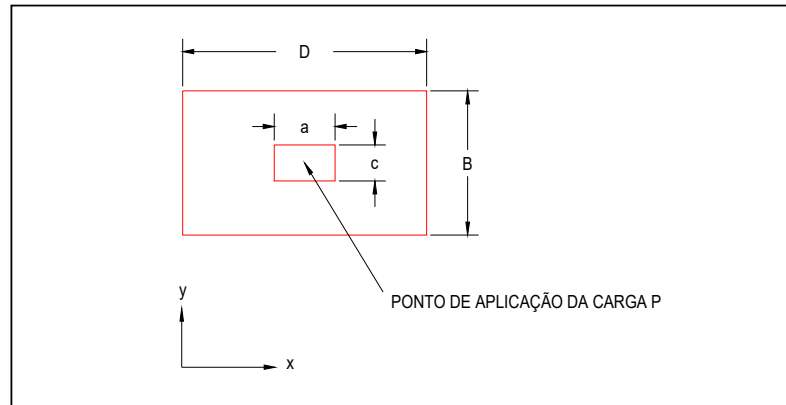
não será utilizada armadura de suspensão por se tratar de carga direta sobre o console

DADOS:

carga de trabalho majorada $P = 136,43$ tf
 lado da placa em x $a = 50$ cm
 lado da placa em y $c = 30$ cm
 lado da base em x $D = 100$ cm
 lado da base em y $B = 100$ cm
 fck concreto 30 Mpa
 fyk aço 5000 kgf/cm²

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO:

tensão atuante: 8,92 Mpa
 tensão admissível 21,43 MPa
 resultado: **ATENDIDO**



CÁLCULO DAS ARMADURAS DE TRAÇÃO

Equação de Leonhardt para a resultante de tração:

$$Z_x = 0,3 \times P (1-a/D)$$

$$Z_y = 0,3 \times P (1-c/B)$$

$$Z_x = 15 \text{ ton}$$

$$Z_y = 21 \text{ ton}$$

$$A_{sx} = 3,45 \text{ cm}^2 \quad \text{armaduras na direção x}$$

$$A_{sy} = 4,83 \text{ cm}^2 \quad \text{armaduras na direção y}$$

utilizando aço com \varnothing de: 6,3 mm

área de 1 barra: 0,311725 cm²

numero de barras por camada em x: 5 barras por camada

numero de barras por camada em y: 5 barras por camada

$A_{sx} =$	3 camadas
$A_{sy} =$	4 camadas

ADOTADO:	4 camadas de	5	X	5
-----------------	--------------	---	---	---

2.3.7.2. Cortina do Encontro

- Envoltória de combinação última:

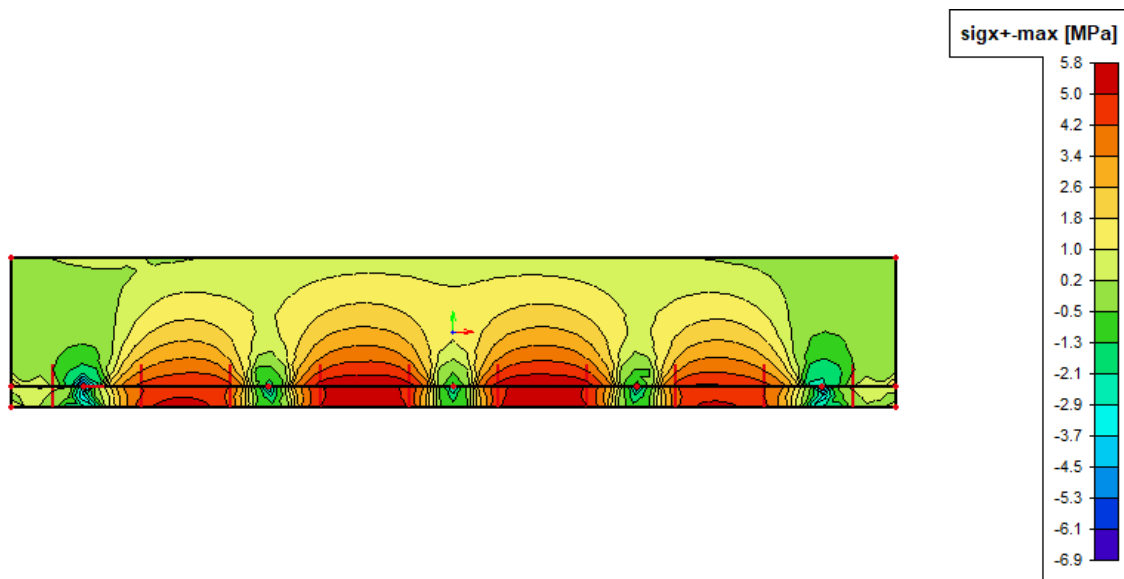


Figura B. 76: CUN – Tensão xz^+ (Face externa) = 58 kgf/cm²

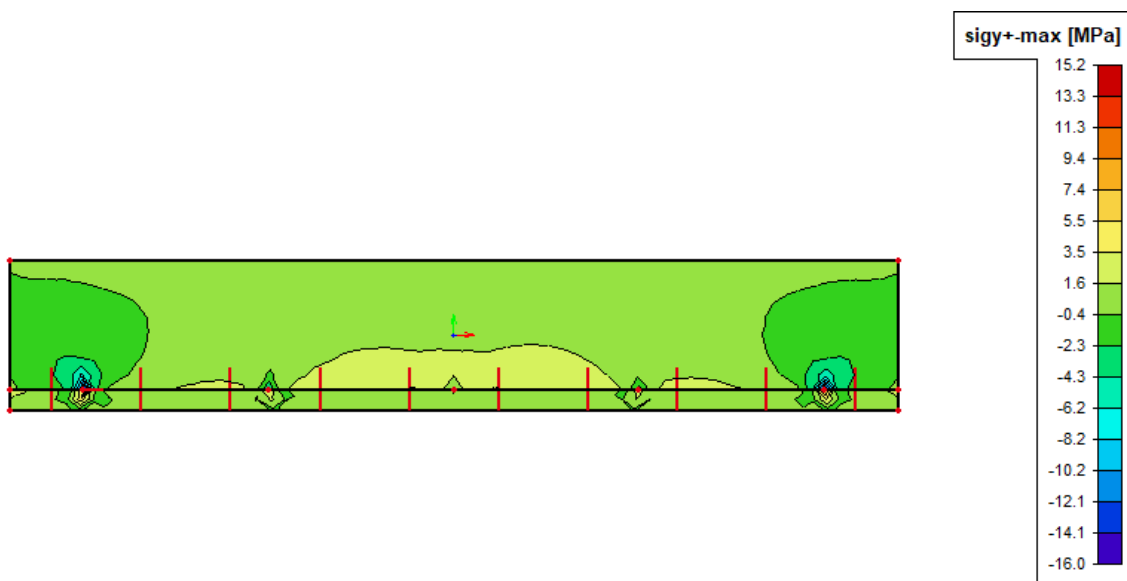


Figura B. 77: CUN – Tensão yz^+ (Face externa) = 94 kgf/cm²

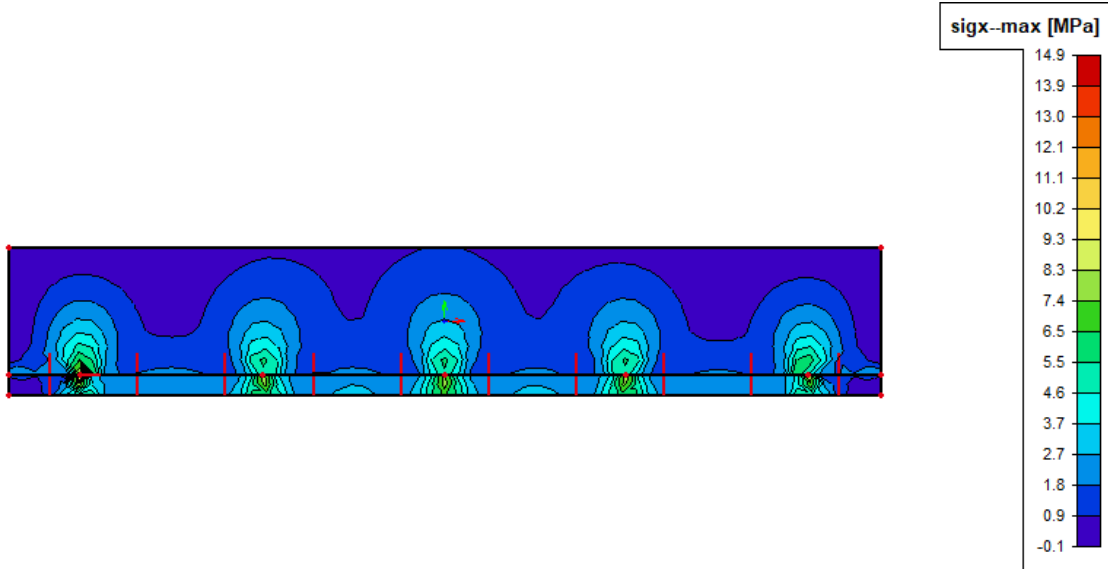


Figura B. 78: CUN – Tensão xz - (Face interna) = 149 kgf/cm²

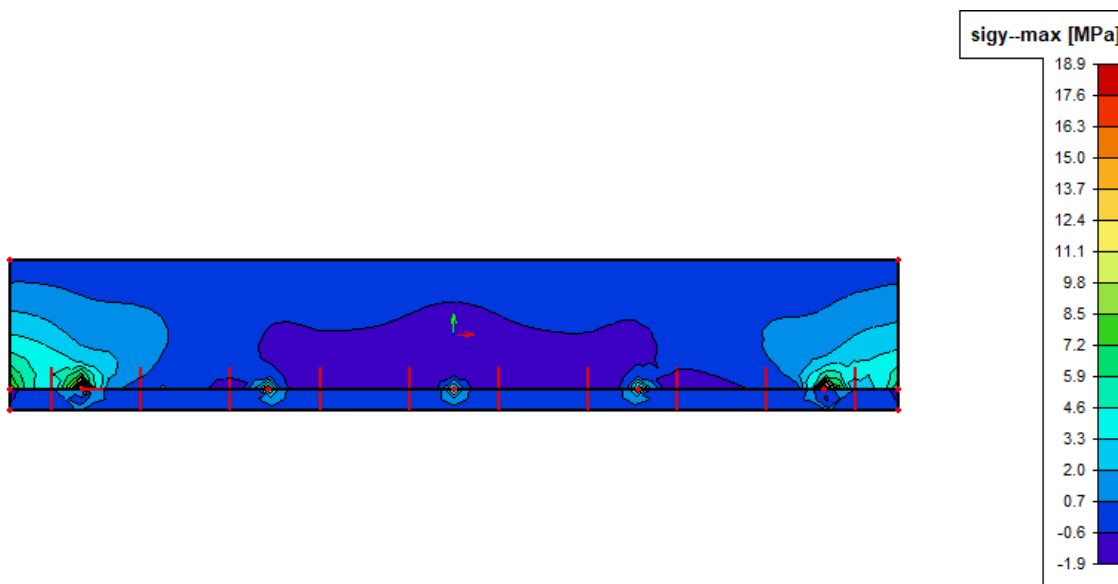
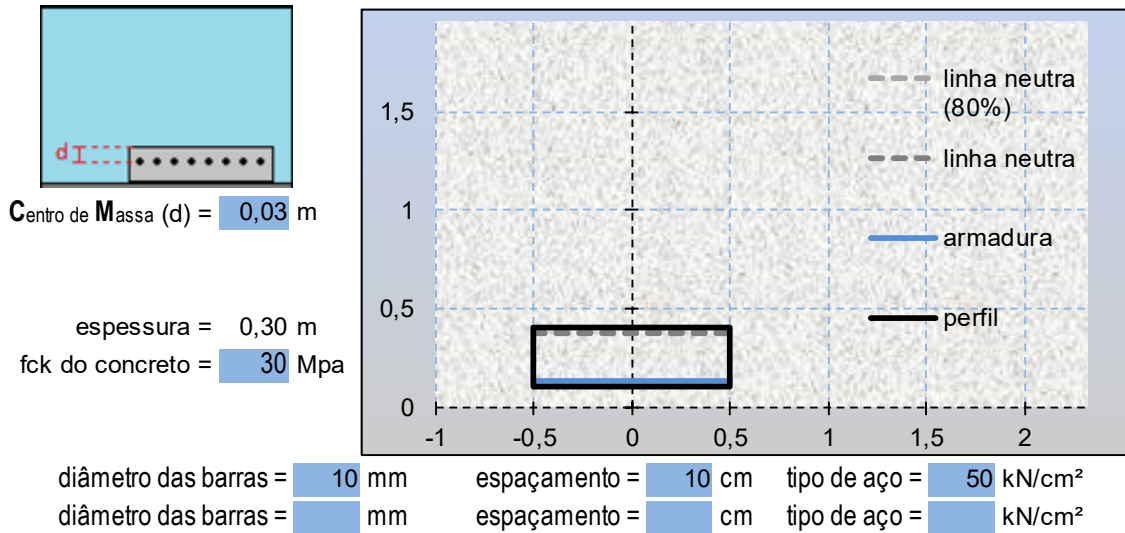


Figura B. 79: CUN – Tensão yz - (Face interna) = 150 kgf/cm²

DIMENSIONAMENTO:

Armadura LONGITUDINAL da face EXTERNA tensão sobre a face tracionada = **58** kgf/cm²

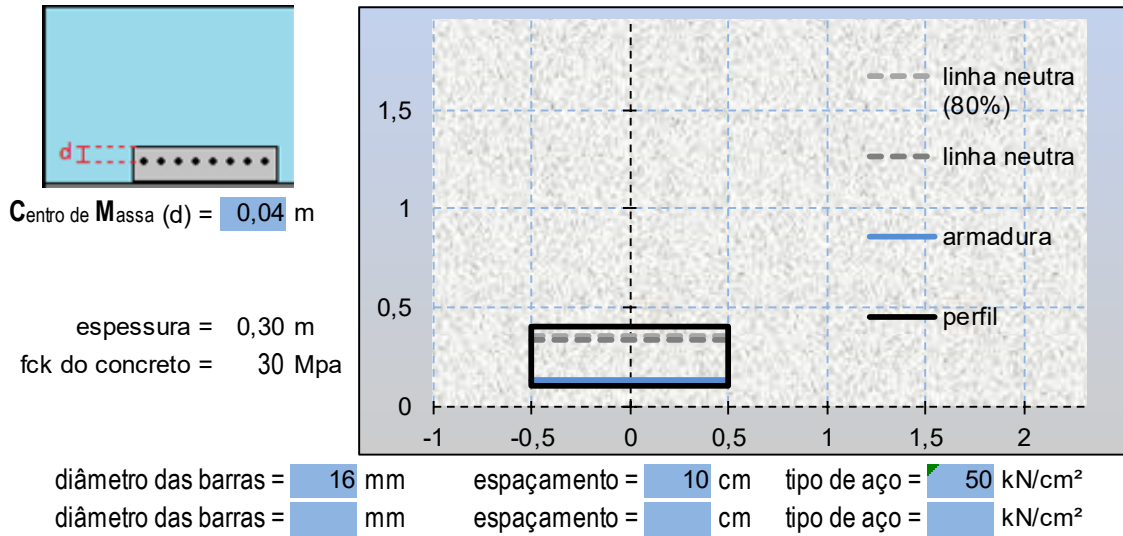


CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 15 cm
 momento solicitante = 8534,7 kN.cm = 8,7 t.m = 85,347 kN.m

7,854 cm² de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 87,63 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 87,632032 kN.m (62,594309 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura TRANSVERSAL da face EXTERNA tensão sobre a face tracionada = 94 kgf/cm²

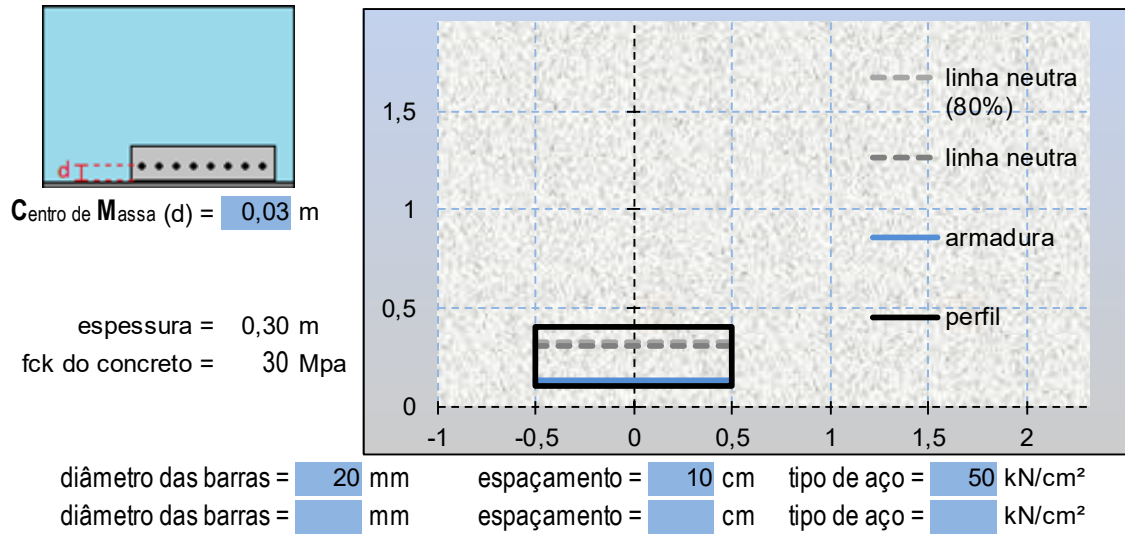


CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 15 cm
 momento solicitante = 13832,1 kN.cm = 14,1 t.m = 138,321 kN.m

20,11 cm² de aço nas barras = 874,2 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 6 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 874,2 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 209,6 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 209,58769 kN.m (149,70549 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura LONGITUDINAL da face INTERNA tensão sobre a face tracionada = 149 kgf/cm²

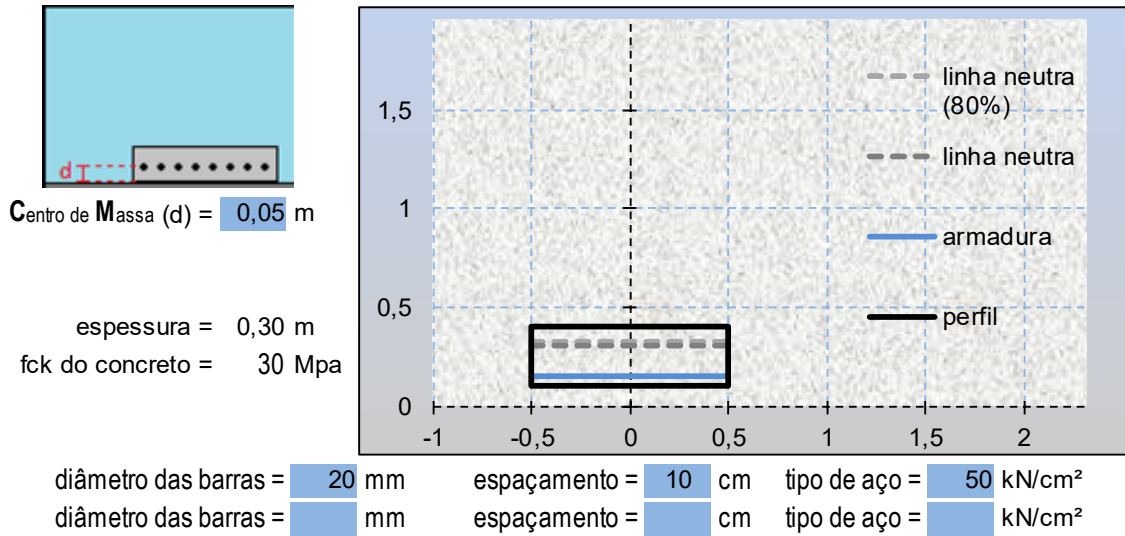


CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 15 cm
 momento solicitante = 21925,35 kN.cm = 22,4 t.m = 219,2535 kN.m

31,42 cm² de aço nas barras = 1366 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 9,37 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 1366 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 312,1 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 312,11646 kN.m (222,94033 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura TRANSVERSAL da face INTERNA tensão sobre a face tracionada = 150 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴

distância do CG até a face comprimida = 15 cm

momento solicitante = 22072,5 kN.cm = 22,5 t.m = 220,725 kN.m

31,42 cm² de aço nas barras = 1366 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 9,37 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 1366 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 290,3 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 290,2619 kN.m (207,32993 kN.m se dividido por 1,4)

2.3.7.3. Pilares

- Envoltória de combinação última:

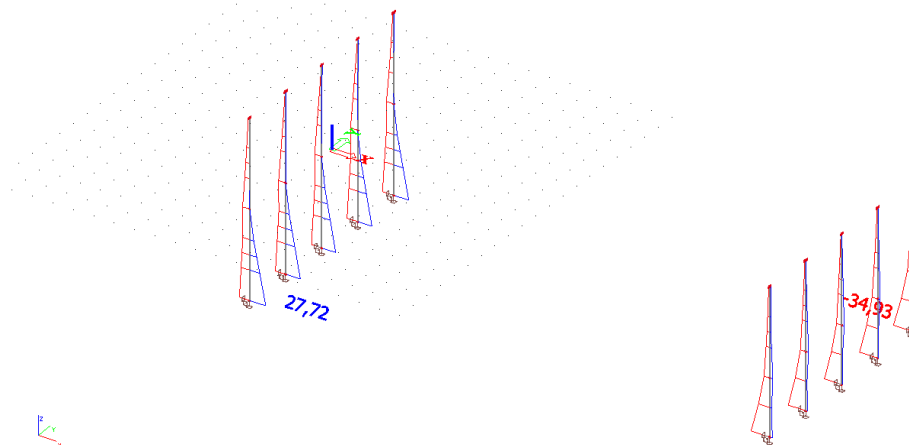


Figura B. 80: CUN - Momento M2 = 34,93 tfm

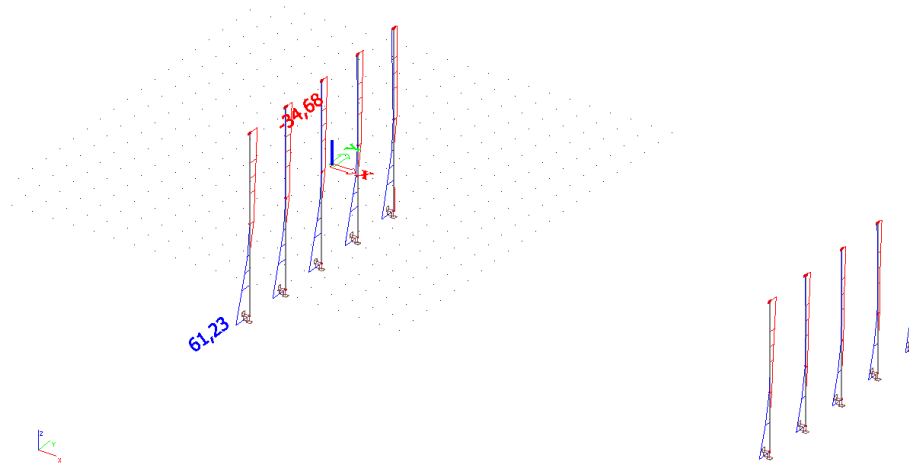


Figura B. 81: CUN - Momento $M3 = 61,23$ tfm

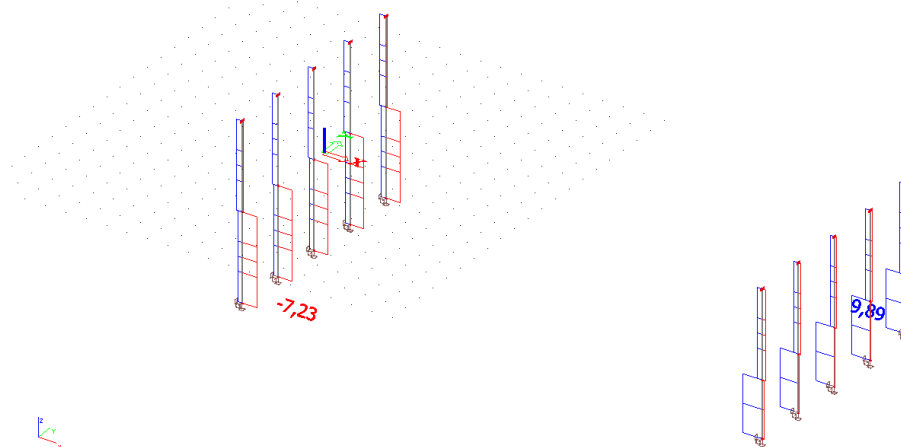


Figura B. 82: CUN - Esforço Cortante $V3 = 9,89$ tf

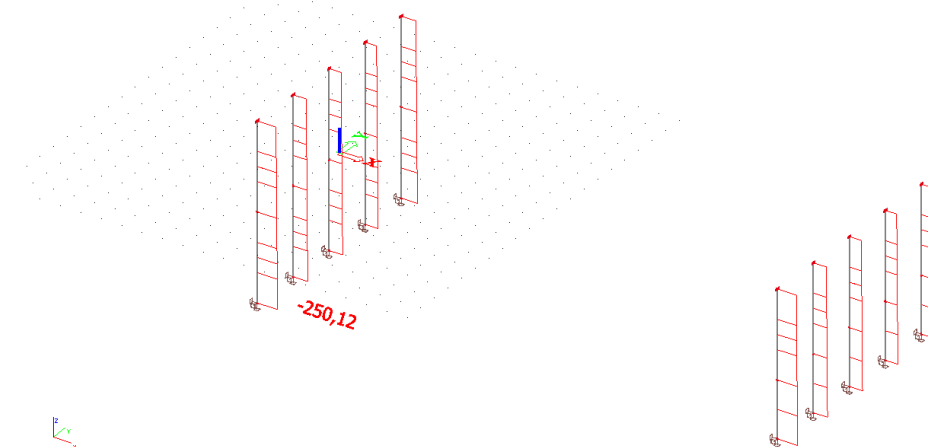
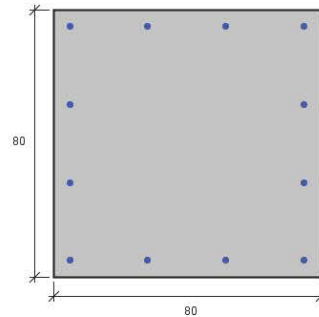


Figura B. 83: CUN - Força Axial = 250,12 tf

DIMENSIONAMENTO:

Seção Transversal:



Armação: 12 ϕ 20 mm ($A_s = 37.70 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 6400 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 40 \text{ cm}$

$y_{cg} = 40 \text{ cm}$

Inércia em relação ao e.g: $I_x = 3413333 \text{ cm}^4$

$I_y = 3413333 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.59 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

PILARES: Dados Armadura

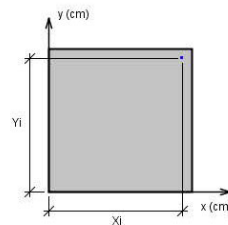


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	5	5
2	20.0	28.3	5
3	20.0	51.7	5
4	20.0	75	5
5	20.0	5	28.3
6	20.0	28.3	28.3
7	20.0	51.7	28.3
8	20.0	75	28.3
9	20.0	5	51.7
10	20.0	28.3	51.7
11	20.0	51.7	51.7
12	20.0	75	51.7

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILARES: Dados Esforços

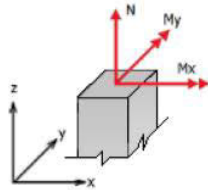


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_d	M_{dx}	M_{dy}
1	-250.12	34.93	61.23

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [tf, tf.m]

PILARES: Resumo verificação ELU

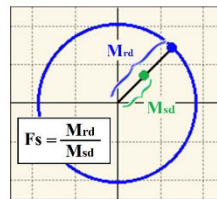


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	M_{dx}	M_{dy}	F.S.
1	-250.12	34.93	61.23	1.68

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [tf, tf.m]

PILARES: Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

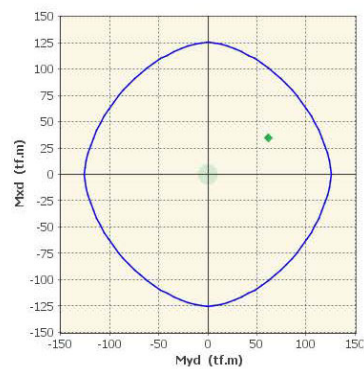


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

Armadura de cisalhamento:

Combinação última normal:	9,89	tf	=	98,9	kN
Combinação frequente de serviço:	0	tf	=	0	kN
Combinação frequente de fadiga:	0	tf	=	0	kN
Combinação carregamento permanente:	0	tf	=	0	kN

$$V_{sd} = 98,9 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot a \cdot (0,9 \cdot b) = 1145,571 \text{ kN} \quad \text{OK! - Condição de resistência atendida}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$f_{cd} = 21,43 \text{ Mpa}$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot a \cdot (0,9 \cdot b) = 195,5116 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c = -96,61 \text{ kN}$$

$$A_{sw}/s = V_{sw}/0,9 \cdot (0,9 \cdot b) \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) = -5,48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{sw, \min} = 6,66 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} \quad A_s = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$N_e = A_{sw} / 2 \cdot A_s = 6,62 \rightarrow 7,00 \text{ estribos / m}$$

$$S = 100 / N_e = 14,29 \text{ cm}$$

- Armadura adotada = ϕ 8 c/ 14cm

2.3.8. Infraestrutura e Fundação

2.3.8.1. Sapata Corrida

Reações Rz:



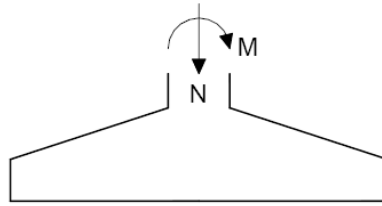
Reações Rx:



Reações Ry:



sapata isolada com carregamento centrado



1 Dados para o projeto estrutural da sapata:

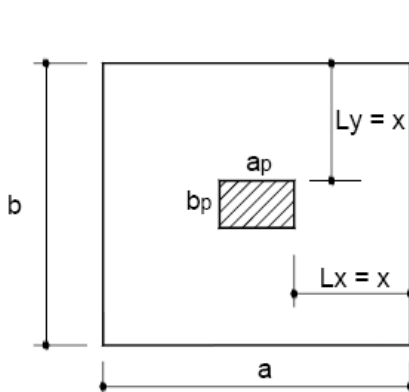
Esforços do ELU (combinação mais crítica)

			majoradas	
Nsd =	250,12 ton	2501,2 KN	2501,2 KN	463
Mx =	9,89 ton.m	98,9 KN.m	98,9 KN.m	111
My =	19,84 ton.m	198,4 KN.m	198,4 KN.m	60,8

Armadura longitudinal do pilar:	36	∅	25 mm	
Tensão admissível do solo:			10 kg/cm ²	1000 KN/m ²
Concreto da sapata:			30 Mpa	
Aço das armaduras da sapata:			5000 kg/cm ²	43,47826
Cobrimento das armaduras da sapata:			4,5 cm	

2 Dimensões da sapata em planta

Estimativa da área da sapata: A = 2,75132 m²



ap = 50 cm 0,5 m
bp = 50 cm 0,5 m

amin = 1,659 m
bmin = 1,659 m

adotado:
a = 265 cm 2,65 m OK
b = 265 cm 2,65 m OK
x = 1,075 m²
A adot = 7,0225 m²

verificação se existem tensões de tração no núcleo central

ex = 0,039541 m ex max = 0,441667 m OK
ey = 0,079322 m ex max = 0,441667 m OK

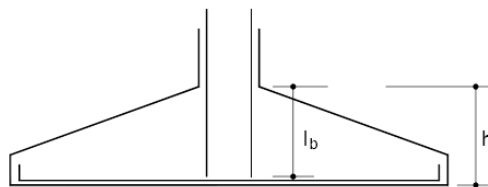
módulo de resistência a flexão

W = 3,101604 m³

tensão máxima de compressão sobre a sapata:

Tmax = 423,6731 KN/m² OK

3 Determinação da altura da sapata

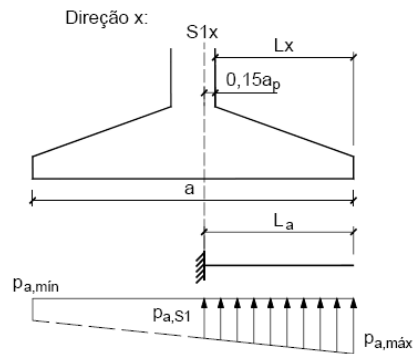


h_{minx} 71,667 cm sapata rígida
h_{miny} 71,667 cm sapata rígida
l_b = 110 cm
l_b + c = 114,5 cm

h adot = cm OK
d = 144 cm
altura da base = cm

4 Dimensionamento das armaduras

momentos fletores na seção de referencia



La =	1,15 m	Lb =	1,15 m
Tmax =	423,7 KN/m ²	Tmax =	455,8 KN/m ²
Tmin =	359,9 KN/m ²	Tmin =	327,8 KN/m ²
pa max =	1122,73 KN/m	pa max =	1207,75 KN/m
pa min =	953,73 KN/m	pa min =	868,72 KN/m
pa S1a =	1049,39 KN/m	pa S1b =	1060,62 KN/m
Msda =	726,2425 KN.m	Msdb =	766,1937 KN.m

determinação da área total das armaduras inferiores

Na direção paralela ao lado "a":

Na direção paralela ao lado "b"

Asa =	14,50 cm ²	Asb =	15,30 cm ²
Asa min =	59,625 cm ²	Asb min =	59,63 cm ²
Asa adot =	59,625 cm ²	Asb adot =	59,63 cm ²
utilizando Ø de:	16 mm	utilizando Ø de:	16 mm
As 1Ø:	2,01 cm ²	As 1Ø:	2,01 cm ²
numero de barras:	30 barras	numero de barras:	30 barras

espaçamento entre as barras

espaçamento entre as barras

s max >=	300 cm	s max >=	300 cm
smax >=	20 cm	smax >=	20 cm
s calc =	8,00 cm OK	s calc =	8,00 cm OK

5 Verificação das tensões de aderência

$$V_{sd1} = 1249 \text{ KN}$$

tensão de aderência atuante

$$\tau_{bd} = 0,639 \text{ Mpa}$$

resistencia de aderência de calculo

$$f_{bd} = 3,259 \text{ Mpa} \quad \text{OK}$$

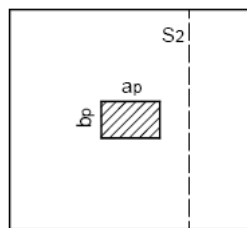
6 Dimensionamento ao cisalhamento:

verificação da ruptura por compressão diagonal:

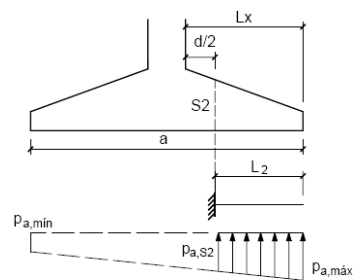
$$\text{tensão resistente: } \tau_{rd2} = 0,509 \text{ KN/cm}^2$$

$$\text{tensão solicitante: } \tau_{sd} = 0,096 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Armadura transversal (força cortante):



Planta



$$d/2 = 72 \text{ cm}$$

$$L_x = 107,5 \text{ cm}$$

$$d_{min} = 144 \text{ cm}$$

$$ds_2 = 150,00 \text{ cm}$$

$$L_2 = 35,5 \text{ cm}$$

Direção paralela a dimensão "a":

pa max = 1122,73 KN/m
pa min = 953,73 KN/m
pa S2 = 1100,09 KN/m

Vsd = 394,55 KN

Trd = 0,362059 Mpa
k = 0,1000
 ρ_1 = 0,0015

Vrd1 = 181,34 KN ==> Vsd > Vrd1 ==> armar transversalmente

cortante de projeto (Vsd): 394,55 kN	
cortante absorvido pelo concreto (Vco) : 181,34 kN	
cortante absorvido pela armadura transversal (Vsw) : 213,21 kN	
cortante relativo a ruina das diagonais comprimidas (Vrd2) : 20238,43 kN	
estribos por espaçamento : 2	diâmetro dos estribos : 16 mm
armadura calculada : 3,630736 cm ² /m	armadura mínima : 35,2903 cm ² /m
armadura empregada: 40,21 cm ² /m	espaçamento empregado: 20 cm

Direção paralela a dimensão "b":

pa max = pa min = 1207,75 KN/m

Vsd = 428,75 KN
 ρ_1 = 0,0015

Vrd1 = 181,337 KN ==> Vsd > Vrd1 ==> armar transversalmente

cortante de projeto (Vsd): 428,75 kN	
cortante absorvido pelo concreto (Vco) : 181,34 kN	
cortante absorvido pela armadura transversal (Vsw) : 247,41 kN	
cortante relativo a ruina das diagonais comprimidas (Vrd2) : 20238,43 kN	
estribos por espaçamento : 10	diâmetro dos estribos : 16 mm
armadura calculada : 4,213076 cm ² /m	armadura mínima : 35,2903 cm ² /m
armadura empregada: 61,87 cm ² /m	espaçamento empregado: 65 cm

2.4. Modelo 4 – Superestrutura em Malha para o Dimensionamento das Lajes

2.4.1. Carregamentos Permanentes

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

2.4.1.1. Peso Próprio da Estrutura

O peso próprio é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	2,5	25
Concreto protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

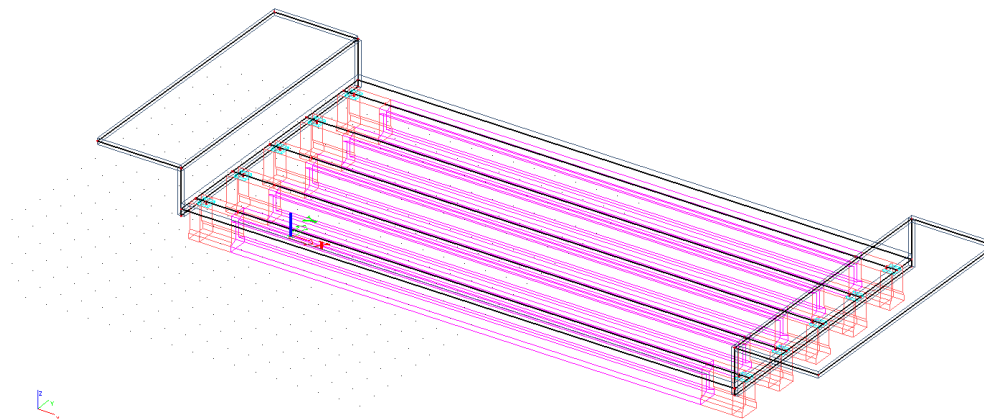


Figura B. 84: Carga de Peso Próprio

2.4.1.2. Peso Próprio Guarda Rodas

O peso próprio é função do peso específico dos materiais e do volume de concreto. Para a determinação do peso por m de guarda rodas devemos calcular a correta área transversal da peça.

$$\text{Área da seção transversal} = 0,31 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso por m linear} = 0,31 \times 2,5 = 0,780 \text{ tf/m}$$

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio do Guarda Rodas.

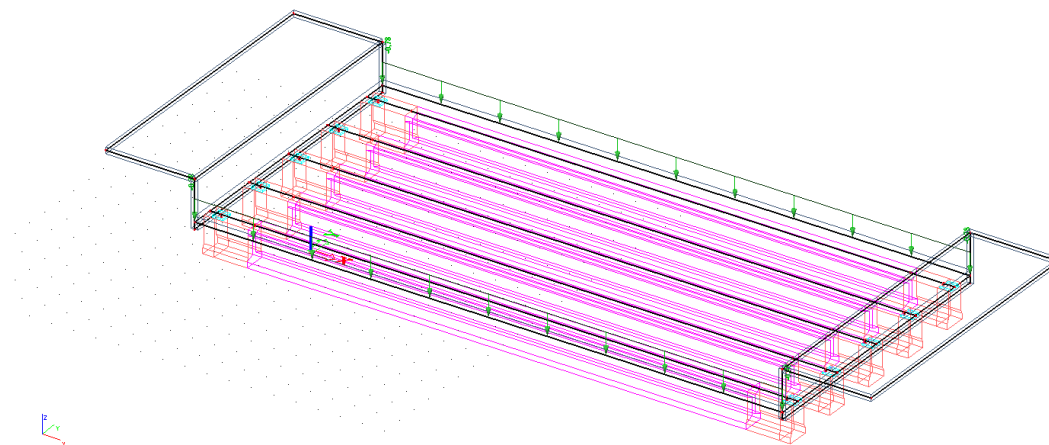


Figura B. 85: Carga de Guarda Rodas

2.4.1.3. Pavimentação e Recapeamento

Segundo a NBR 7187/2003 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), deve-se considerar 24 kN/m^3 (2400 kg/m^3) para o carregamento correspondente a uma camada de 7,0 cm de CBUQ. Sendo assim:

$$CBUQ = \text{Peso específico do material} \times \text{Espessura da camada}$$

$$CBUQ = 2400 \text{ kg / m}^3 \times 0,07 \text{ m} = 168 \text{ kg / m}^2 = 0,168 \text{ tf / m}^2$$

Para o cálculo a obra em questão também será considerada uma camada de recapeamento no valor de $0,2 \text{ ton/m}^2$.

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do carregamento devido à camada de pavimentação e do recapeamento.

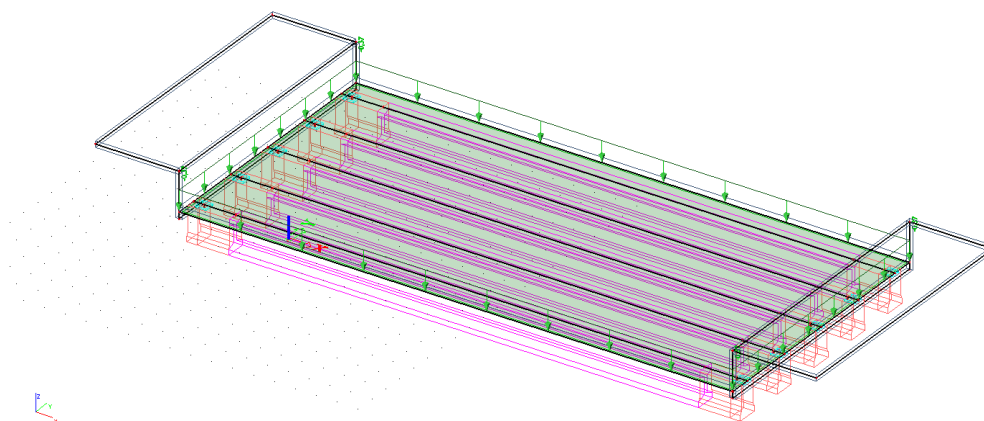


Figura B. 86: Cargas de Pavimento e Recapeamento

2.4.1.4. Fluência e Retração do Concreto

De acordo com a NBR 6118/2014 o valor da retração do concreto depende de 3 fatores, sendo eles:

- Umidade relativa do ambiente;
- Consistência do concreto no lançamento
- Espessura fictícia da peça

Tabela 8.2 – Valores característicos superiores da deformação específica de retração $\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ e do coeficiente de fluência $\varphi(t_{\infty}, t_0)$

Umidade média ambiente %		40		55		75		90		
Espessura fictícia $2A_c / u$ cm		20	60	20	60	20	60	20	60	
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C20 a C45	t_0 dias	5	4,6	3,8	3,9	3,3	2,8	2,4	2,0	1,9
		30	3,4	3,0	2,9	2,6	2,2	2,0	1,6	1,5
		60	2,9	2,7	2,5	2,3	1,9	1,8	1,4	1,4
$\varphi(t_{\infty}, t_0)$ Concreto das classes C50 a C90	t_0 dias	5	2,7	2,4	2,4	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5
		30	2,0	1,8	1,7	1,6	1,4	1,3	1,1	1,1
		60	1,7	1,6	1,5	1,4	1,2	1,2	1,0	1,0
$\epsilon_{cs}(t_{\infty}, t_0)$ ‰	t_0 dias	5	-0,53	-0,47	-0,48	-0,43	-0,36	-0,32	-0,18	-0,15
		30	-0,44	-0,45	-0,41	-0,41	-0,33	-0,31	-0,17	-0,15
		60	-0,39	-0,43	-0,36	-0,40	-0,30	-0,31	-0,17	-0,15

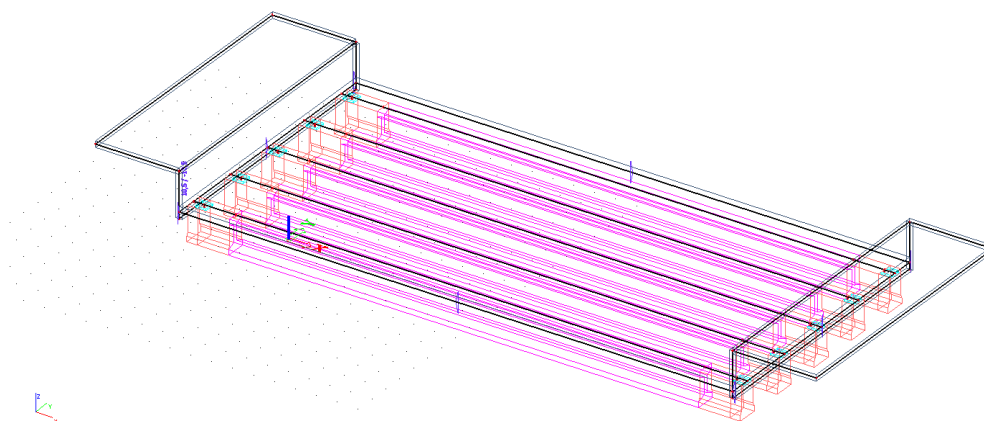


Figura B. 87: Carga de Retração

2.4.2. Carregamentos Variáveis

2.4.2.1. Variação de Temperatura

A variação de temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela isolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que compõem.

De acordo com a NBR6118/2014 podem ser adotados os seguintes valores:

- Para elementos estruturais cuja menor dimensão a ser adotada não seja superior a 50cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C;
- Para elementos estruturais maciços ou ocos, com espaços vazios inteiramente fechados, cuja menor dimensão seja superior a 70 cm, admite-se que essa oscilação seja reduzida respectivamente entre 5°C a 10°C;
- Para elementos estruturais cuja menor dimensão esteja entre 50 cm e 70 cm, admite-se que seja feita uma interpolação linear entre os valores acima adotados.

A escolha entre esses dois limites pode ser feita considerando-se 50% da diferença entre as temperaturas médias de verão e inverno no local da obra.

Região	Temperatura média no inverno	Temperatura média no verão	Diferença ΔT	Diferença $\Delta T \times 0,5$
Norte	24°C	26°C	2°C	1°C
Nordeste	20°C	28°C	8°C	4°C
Sudeste	13°C	24°C	11°C	5,5°C
Sul	9°	24°C	15°C	7,5°C
Centro-Oeste	13°C	26°C	13°C	6,5°C

Para a presente obra será adotado o valor de 15°C para a coeficiente de variação de temperatura.

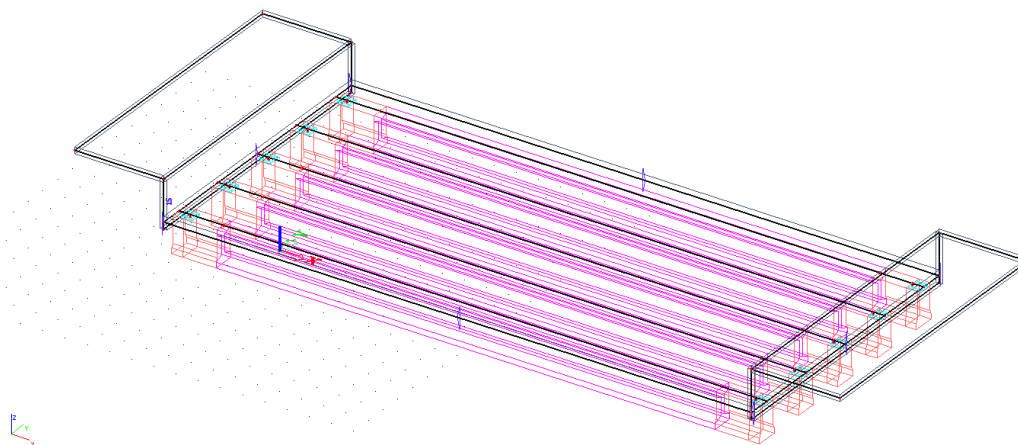


Figura B. 88: Carga de Variação de Temperatura

2.4.2.2. Carga Móvel: TREM TIPO, FRENAGEM E CARGA DE MULTIDÃO

Segundo a NBR 7188/2014 a carga móvel rodoviária é composta de um veículo tipo e de cargas uniformemente distribuídas, de acordo com a tabela:

Cargas dos Veículos								
Classe da Ponte	Veículo		Cargas Uniformemente Distribuídas				Disposição da carga	
	Tipo	Peso Total	p		p'			
			kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²		kN/m ²
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

Segundo a norma foi adotada, para fins de cálculo, a carga móvel rodoviário padrão TB-450, na qual a base do sistema é um veículo-tipo de 450 kN de peso total circundado por uma carga uniformemente distribuída constante de 5kN/m² (carga de multidão).

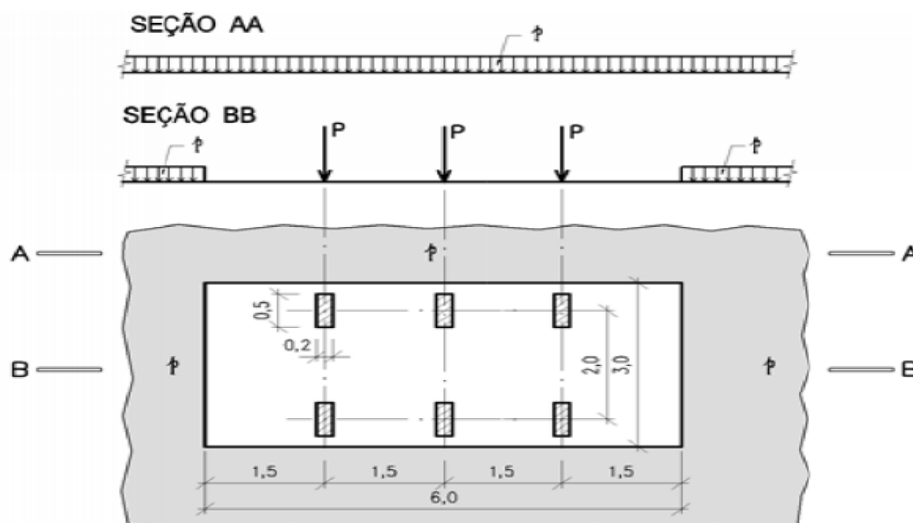


Figura B. 89: Trem tipo

Veículo tipo

O veículo tipo possui 6 rodas com cargas verticais estáticas $P = 75\text{KN}$ cada. Possui 3 eixos de carga afastados entre si 1,5m e de largura 2m. As cargas que constituem o trem-tipo, mantém entre si distâncias constantes, mas a sua posição com a linha de influência é variável e deve ser tal, que produza na seção considerada do elemento em estudo um máximo ou mínimo da solicitação. Diz ainda a NBR 7188/2014 que para obter efeitos mais desfavoráveis deve haver uma distância de 25 cm entre a roda do veículo e o guarda-rodas. Além das cargas estáticas o veículo tipo será inserido no modelo já amplificado por coeficientes de majoração conforme visto adiante.

Carga de multidão

A carga de multidão “p” é aplicada sob todo o tabuleiro da estrutura. É uma carga fictícia, e procura levar em consideração a ocupação máxima de pessoas na estrutura. Segundo a NBR 7188/2014 deve-se considerar 500 kg/m^2 ($0,5\text{ ton./m}^2$) para a carga nas faixas de rodagem. Além desse valor estático a carga de multidão será inserida no modelo já amplificada por coeficientes de majoração conforme visto adiante. Para a fase de construção foi adotada uma carga de multidão no valor de 100kg/m^2 .

Coefficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2014, além do efeito estático das cargas móveis, são aplicados coeficientes de impacto sob os valores de carregamento gerado tanto pelo veículo tipo como pela carga de multidão.

Conforme a norma a definição dos coeficientes de majoração das cargas móveis é apresentada da seguinte forma:

Veículo tipo: $Q = P \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

Q = carga concentrada majorada

P = carga vertical estática = 75KN

Carga de multidão: $q = p \times CIV \times CNF \times CIA$, sendo:

q = carga de multidão majorada

p = carga de multidão estática = 5KN/m²

A seguir são definidos os coeficientes de majoração:

CIV – Coeficiente de Impacto Vertical: amplifica a ação da carga estática simulando o efeito dinâmico da carga em movimento e a suspensão dos veículos automotores.

$$CIV = 1 + 1,06 \times (20 / L + 50)$$

Sendo L o vão de 26,5 m, temos:

$$CIV = 1,277$$

CNF: Coeficiente do Número de Faixas: corrige distorções estatísticas

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

n : número (inteiro) de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

$$CNF = 1 - 0,05 \times (2 - 2) = 1,0$$

CIA: Coeficiente de Impacto Adicional: consiste em coeficiente destinado à majoração da carga móvel característica devido à imperfeição e/ou descontinuidade da pista de rolamento, no caso juntas de dilatação e nas extremidades das obras, estruturas de transição e acessos. Os esforços das cargas móveis verticais devem ser majorados na região das juntas estruturais e extremidades da obra. Todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal,

normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionadas com os esforços das cargas móveis majorados pelo Coeficiente de Impacto Adicional, abaixo definido.

CIA = 1,25 para obras em concreto ou mistas

CIA = 1,15 para obras em aço

De tal forma a carga móvel é majorada e inserida no modelo de cálculo como segue:

Carga de multidão:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 7,981\text{N/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,277 \times 1,0 = 6,38\text{KN/m}^2$$

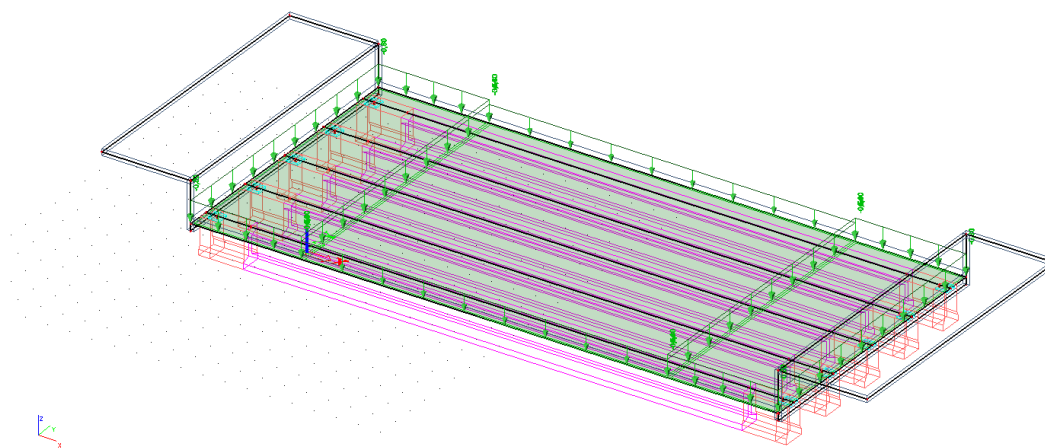


Figura B. 90: Cargas de multidão

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 \times 1,25 = 119,72\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,277 \times 1,0 = 95,78\text{KN}$$

Dado que a carga de multidão majorada foi aplicada no modelo computacional em toda a área do tabuleiro podemos reduzir o valor dos veículos tipo na área do trem-tipo (18m^2).

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = 119,72 - (7,981 \times 18/6) = 95,78\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = 95,78 - (6,38 \times 18/6) = 76,64\text{KN}$$

As posições do veículo tipo são variáveis ao longo da linha de influência (pista de tráfego), exercendo, ao todo, 30 posições distintas por pista de tráfego com espaçamento entre veículos tipo constante. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação do veículo tipo.

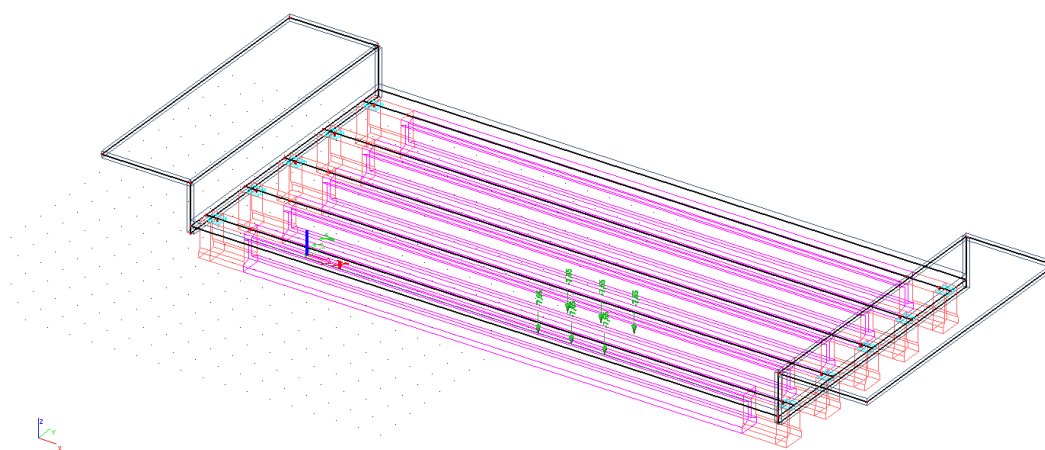


Figura B. 91: Carga de veículo tipo para trecho corrente

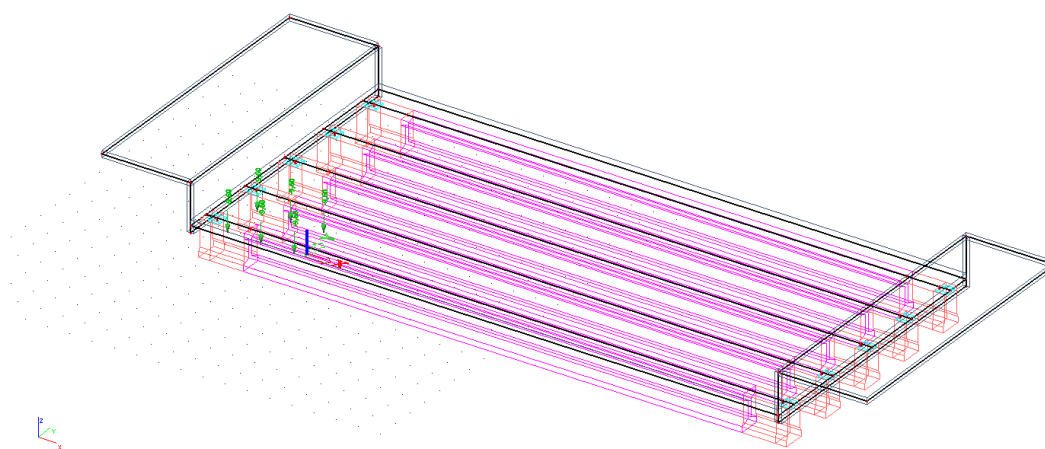


Figura B. 92: Carga de veículo tipo para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

As cargas horizontais devido à frenagem e/ou aceleração, aplicados no nível do pavimento, são um percentual da carga vertical característica dos veículos aplicados sobre o tabuleiro, na posição mais desfavorável e concomitante com a respectiva carga vertical.

$H_f = 0,25 * B * L * CNF$, em [kN] onde:

$$H_f \geq 135 \text{ kN}$$

B: largura efetiva [m] da carga distribuída de 5kN/m².

L: comprimento concomitante [m] da carga distribuída.

$$H_f = 0,25 \times 12,70 \times 26,5 \times 1 = 84,14 \text{ KN}$$

Logo, o maior carregamento equivale a 0,040 tf/m². Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação.

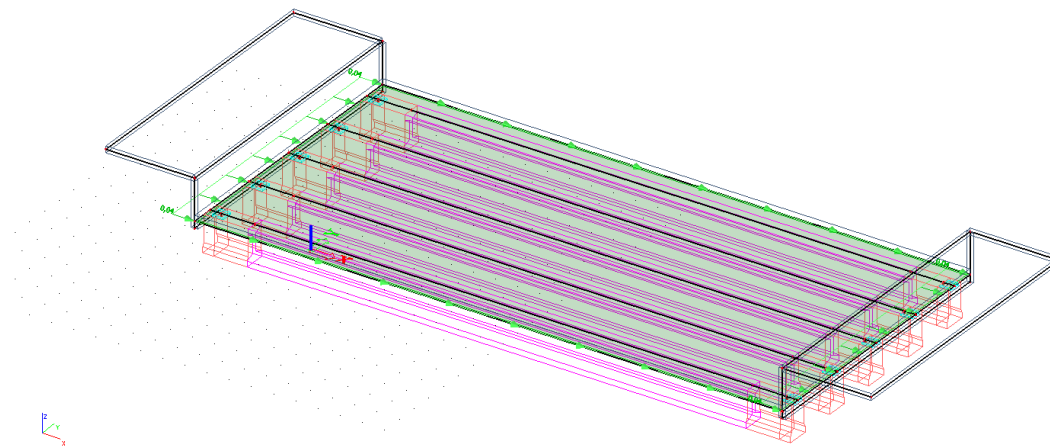


Figura B. 93: Carga de Frenagem ou Aceleração

2.4.3. Grupos de Carga

CP: Carga permanente: - Peso próprio

- Peso próprio da estrutura
- Peso próprio do guarda rodas
- Pavimentação e recapeamento
- Fluência e retração

CM: Cargas Móveis: - Cargas horizontais em “X”

- Trem tipo TT45 + Carga de multidão

CT: Cargas Térmicas:

- Variação de temperatura

FR: Cargas variável: - Cargas horizontais em “X”

- Frenagem e aceleração

2.4.4. Combinações

Estados limites: Os estados limites podem ser estados limites últimos ou de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles constituídas.

Estados limites últimos:

No projeto usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- Perda de equilíbrio, global ou parcial, admitida a estrutura como um corpo rígido;
- Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- Instabilidade por deformação;
- Instabilidade dinâmica.

Os estados limites últimos decorrem de ações cujas combinações podem ter três diferentes ordens de grandeza:

- Combinações últimas normais:

$$F_{d1} = \sum_{i=1}^m \gamma_{G_i} F_{G_i,K} + \gamma_Q \left[F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Q_j,K} + \right]$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CUN temperatura - sem frenagem	1,35	1,05		1,2	
CUN temperatura - com frenagem	1,35	1,05		1,2	1,05
CUN carga móvel - sem frenagem	1,35	1,5		0,72	
CUN carga móvel - com frenagem	1,35	1,5		0,72	1,5

Estados limites de serviço:

No período de vida da estrutura, usualmente são considerados estados limites de serviço caracterizados por:

- Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- Vibração excessiva ou desconfortável.

Os estados limites de serviço decorrem de ações cujas combinações podem ter quatro diferentes ordens de grandeza de permanência na estrutura:

- **Combinações carga permanente:** Combinações que atuam durante todo o do período de vida da estrutura;

$$F_{d,nti} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CCP	1				

- **Combinações quase permanentes:** Combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura, da ordem da metade deste período;

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Q_j,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
QQP sem frenagem	1	1		0,3	
QQP com frenagem	1	1		0,3	0,2

- **Combinações frequentes:** Combinações que se repetem muitas vezes durante o período de vida da estrutura, da ordem de 10^5 vezes em 50 anos, ou que tenham duração total igual a uma parte não desprezível desse período, da ordem de 5%;

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \psi_{1j} F_{Q_1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,K}$$

LAJE DO TABULEIRO	CP	CM	CV	CT	FR
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,5	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,5	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,5		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,5		0,3	0,5

VIGA LONGARINA	CP	CM	CV	CT	FR
CFS temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,8	
CFS temperatura - com frenagem	1	0,3		0,8	0,3
CFS carga móvel - sem frenagem	1	0,8		0,3	
CFS carga móvel - com frenagem	1	0,8		0,3	0,8

- **Combinações raras:** Combinações que podem atuar no máximo algumas horas durante o período de vida da estrutura.

$$F_{d,ntt} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + F_{Q_1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Q_j,K}$$

	CP	CM	CV	CT	FR
CRS móvel + temp. - sem frenagem	1	1		0,8	
CRS móvel + temp. - com frenagem	1	1		0,8	1

- **Combinações frequentes de fadiga:** Na falta de um espectro de carga que defina a frequência de repetição de cada nível de carga, permitindo a aplicação da regra de Palmgren-Miner, a verificação de fadiga pode ser feita para um único nível de carga. Esse nível de carga é definido pela carga frequente de fadiga, a qual corresponde um certo número de ciclos de carga.

Pontes Rodoviárias	$\psi_{1fadiga}$	N
Laje do tabuleiro	0,8	2×10^6
Viga transversina	0,7	2×10^6
Viga longarina	0,5	2×10^6
Meso e infraestrutura	0	2×10^6

$$F_{total} = \sum_{i=1}^m F_{G_i,K} + \psi_{1fadiga} F_{Q_1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Q_j,K}$$

LAJE DO TABULEIRO	CP	CM	CV	CT	FR
CFF temperatura - sem frenagem	1	0,3		0,8	
CFF temperatura - com frenagem	1	0,3		0,8	0,3
CFF carga móvel - sem frenagem	1	0,8		0,3	
CFF carga móvel - com frenagem	1	0,8		0,3	0,8

2.4.5. Envoltórias de Combinações

- Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados do programa envoltórias de combinações, sendo elas:
- Envoltória de combinação última;
- Envoltória de combinação quase permanente;
- Envoltória de combinação frequente de serviço;
- Envoltória de combinação rara de serviço;
- Envoltória de combinação fundação – dimensionamento geotécnico;

2.4.6. Superestrutura

2.4.6.1. Laje do Tabuleiro

- Combinação Permanente:

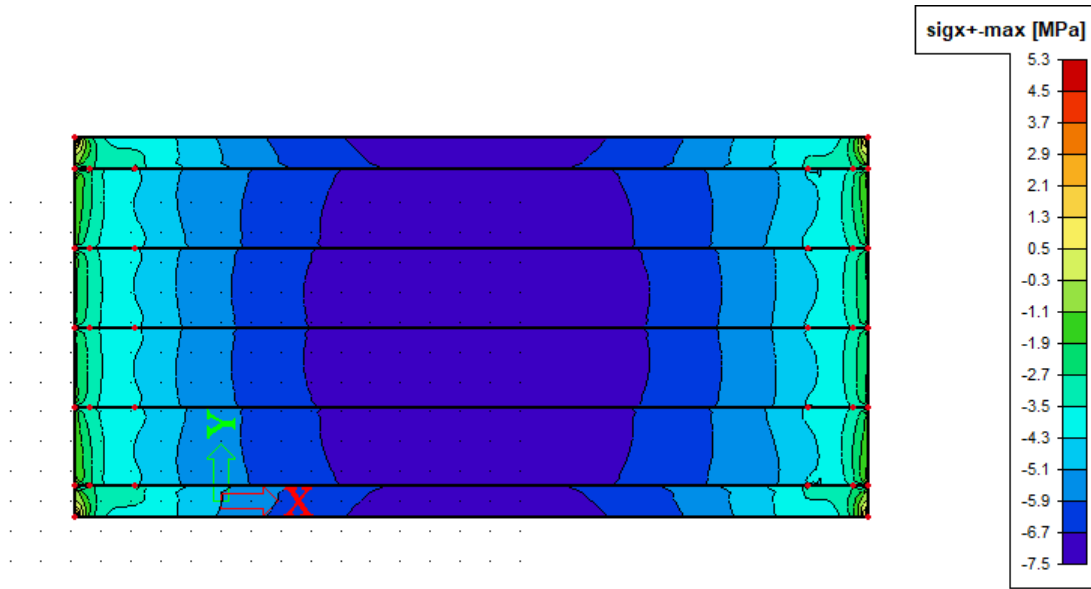


Figura B. 94: CP - Tensão $xz+ = 5 \text{ kgf/cm}^2$

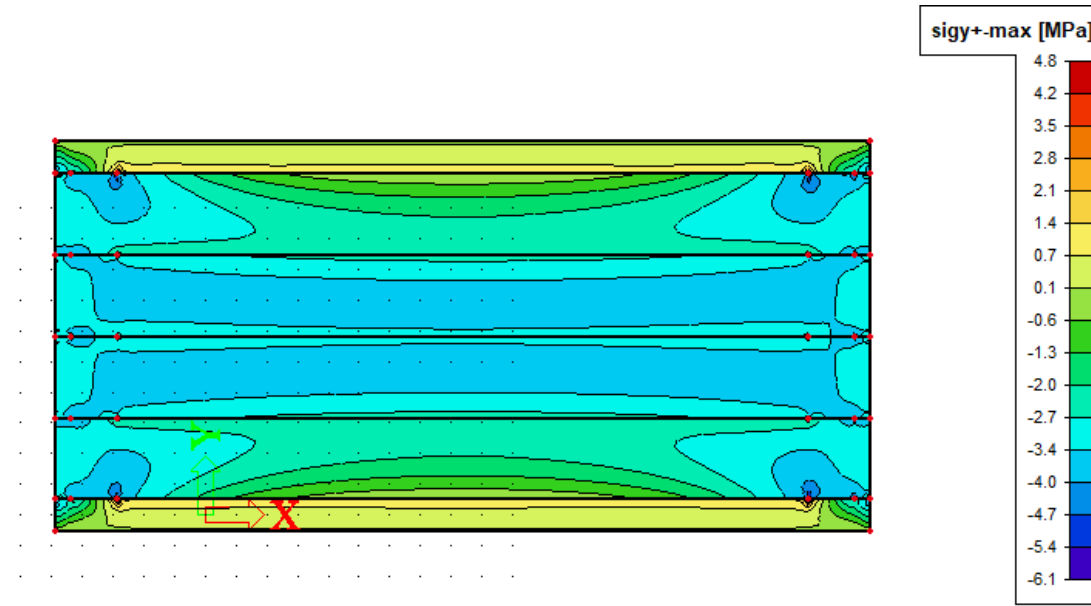


Figura B. 95: CP - Tensão $yz+ = 14 \text{ kgf/cm}^2$

- Envoltória de combinação frequente de serviço:

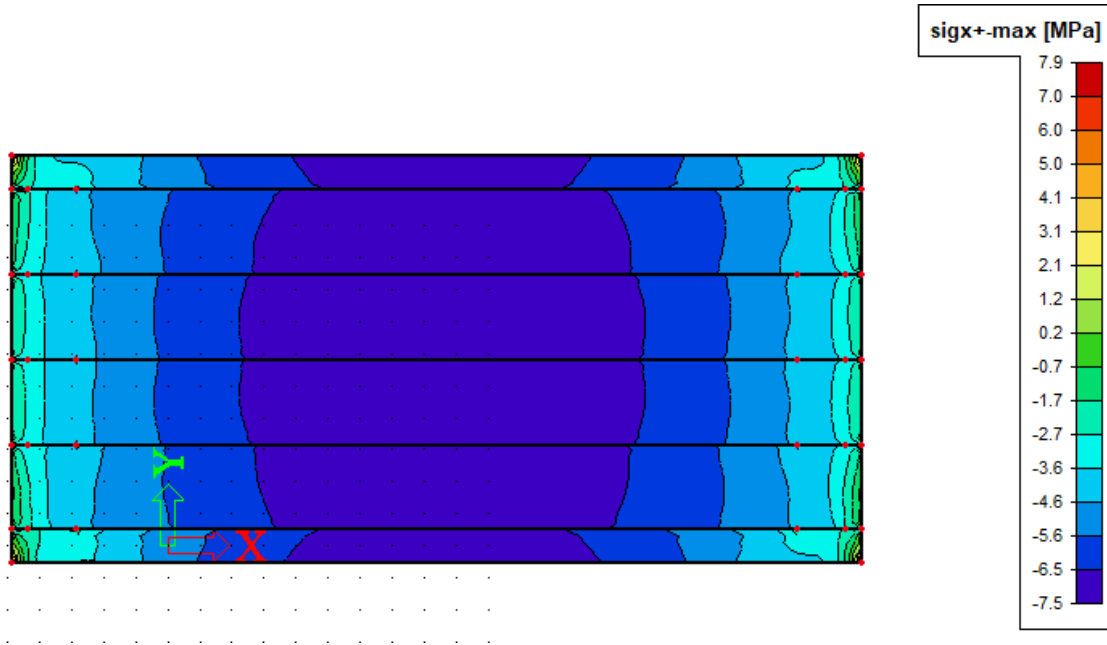


Figura B. 96: CFS - Tensão $xz+ = 21 \text{ kgf/cm}^2$

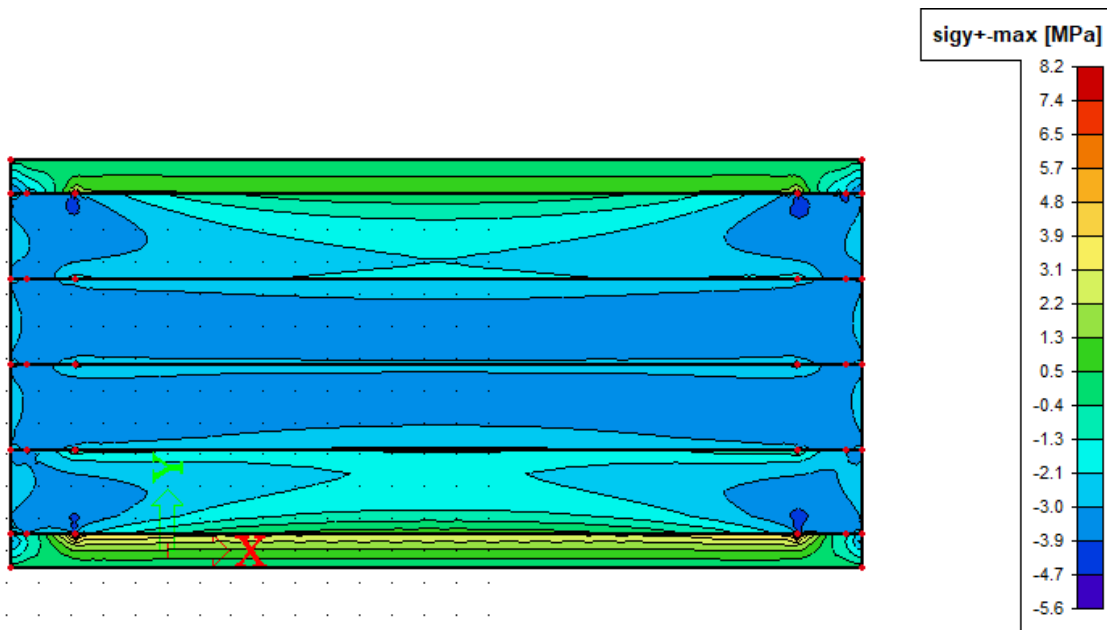


Figura B. 97: CFS - Tensão $yz+ = 39 \text{ kgf/cm}^2$

- Envoltória de combinação frequente de fadiga:

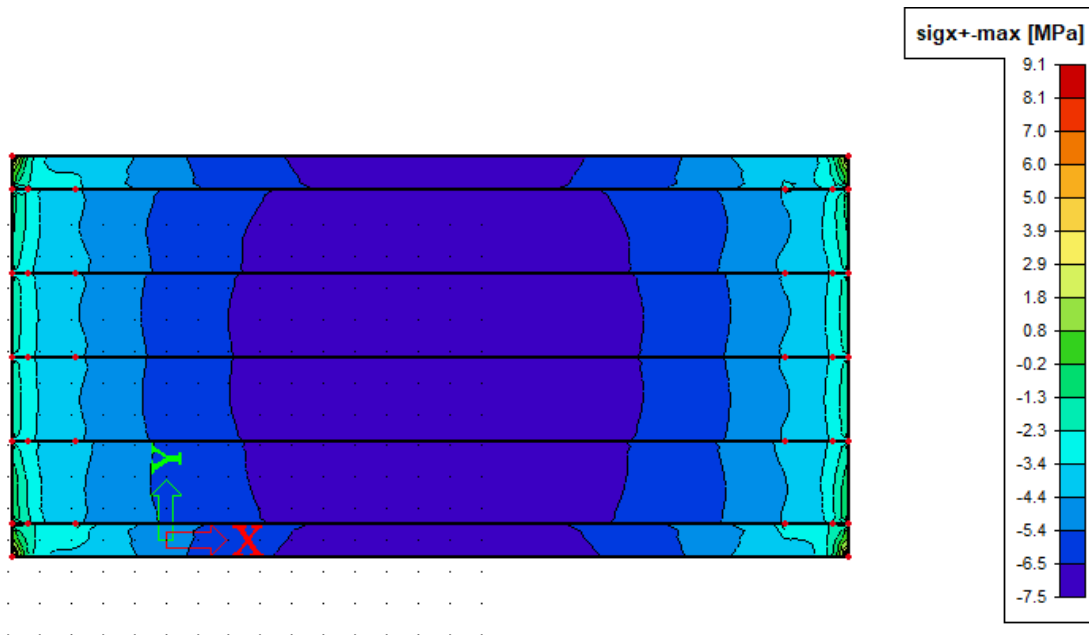


Figura B. 98: CFFad - Tensão $xz+$ = 29 kgf/cm²

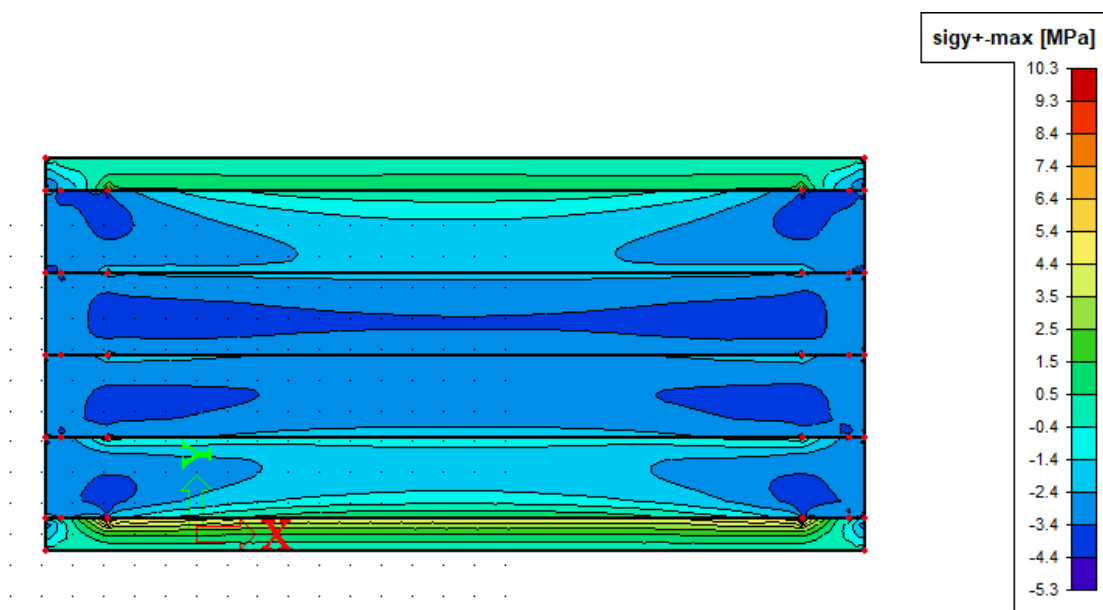


Figura B. 99: CFFad - Tensão $yz+$ = 54 kgf/cm²

- Envoltória de combinação última:

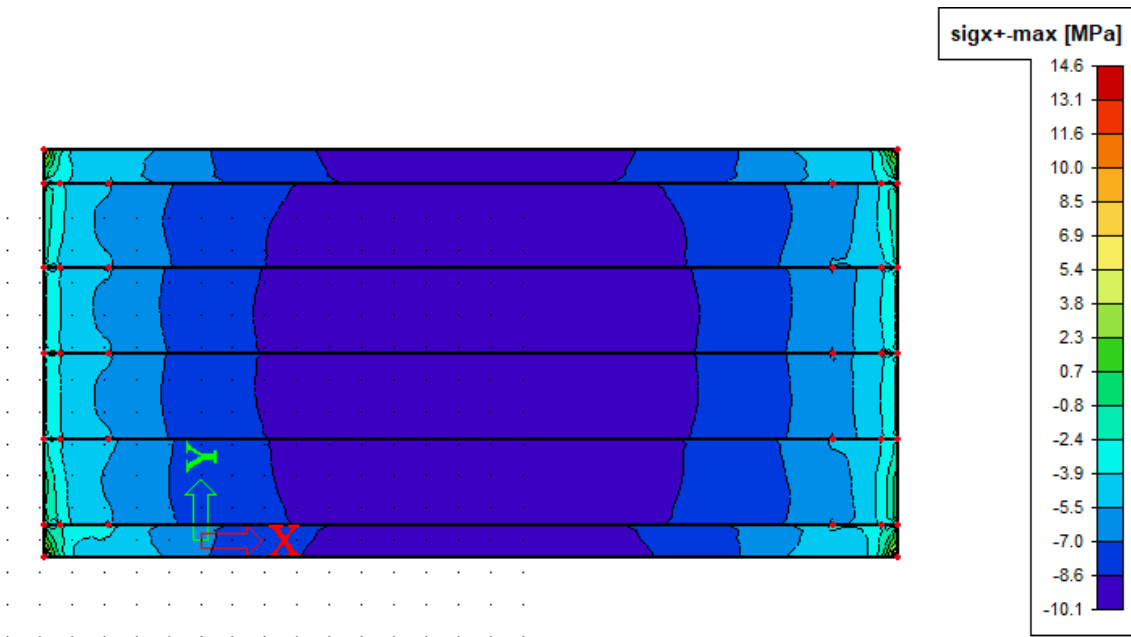


Figura B. 100: CUN - Tensão $xz+ = 54 \text{ kgf/cm}^2$

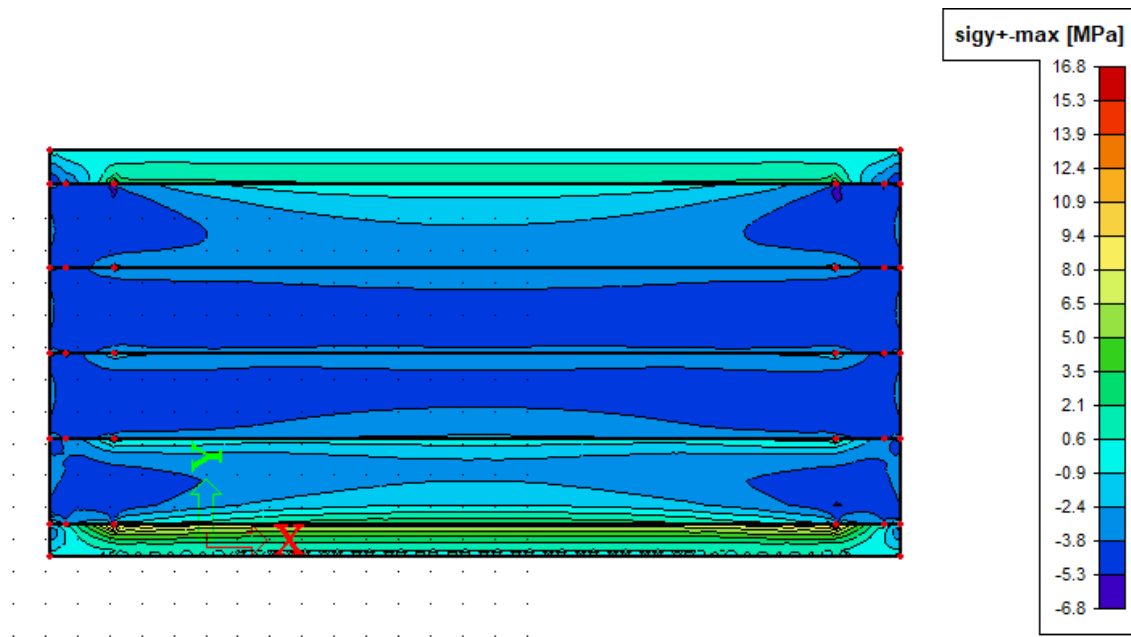


Figura B. 101: CUN - Tensão $yz+ = 94 \text{ kgf/cm}^2$

Será dimensionada apenas a armadura transversal superior pois por definição a laje é armada apenas em uma direção.

LAJE - ARMADURA TRANSVERSAL SUPERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
 Tipo de aço: 50 kN/cm²
 Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
 Direção y = Direção transversal da obra

Características Geometricas Lajota:

Espessura da laje: 0,25 m Mom. De Inercia: 130208,33 cm⁴
 Espessura da capa: 0,15 m CG: 12,50 cm
 Largura da laje: 13,00 m Ø armadura transversal: 12,50 mm
 Comprimento da laje: 26,00 m Centro de massa armadura: 0,05050 m
 αe: 15,00 XII long: 7,17

Esforços:

yz ⁺	Tensão	Momento
CCP	14,00 kgf/cm ²	1,458333 tf.m
CFS	39,00 kgf/cm ²	4,0625 tf.m
CFFad.	54,00 kgf/cm ²	5,625 tf.m
CUN	94,00 kgf/cm ²	9,791667 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 2,25 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	2,00	4,00	6,00	10,00	16,00	26,00	40,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø **16** c/ **15** → 13,40 cm²/m

Mcwd: 108,27 kN.m → 10,83 tfm ok!

Verificação da fadiga

σs, max = 23,90 kN/cm² → 238,97 Mpa
 σs, min = 6,20 kN/cm² → 61,96 Mpa
 Δσ = σs, max - σs, min = **177,02** Mpa ok!

Verificação da fissuração

Md fissuração: 3,51 tf.m
 σs = 17,26 kN/cm² → 172,59 Mpa
 Wk1 = 0,08 mm W limite = 0,3 mm
 Wk2 = 0,06 mm ok!

2.4.6.2. Lajotas e Amadura Inferior da Laje

- Peso próprio da lajota + Peso próprio da capa de concreto + Carga de serviço (100kgf/m²) – pré-cura da laje:

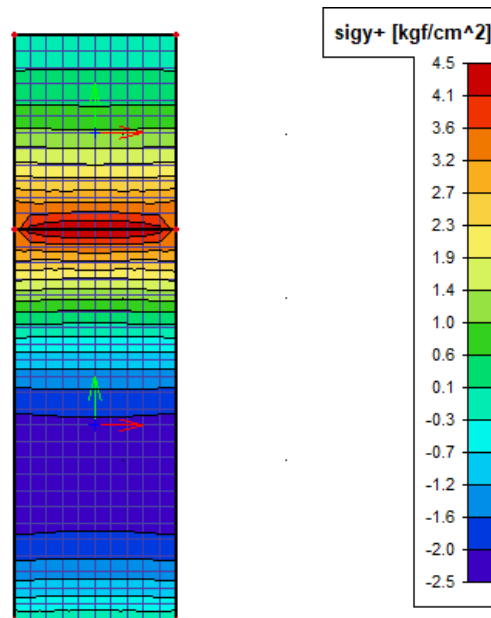


Figura B. 102: Tensão yz+ = 4,5 kgf/cm²

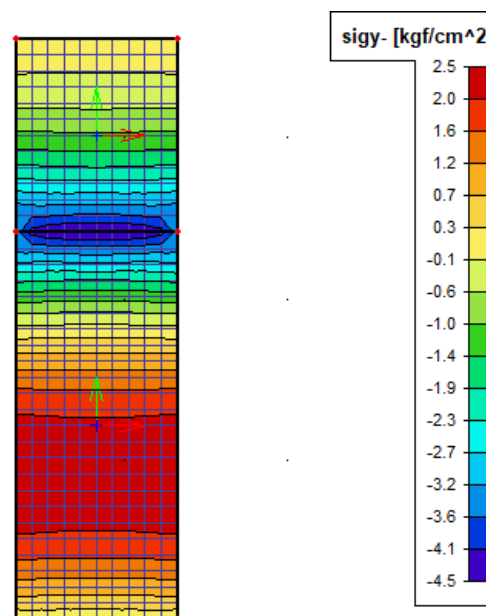


Figura B. 103: Tensão yz- = 2,5 kgf/cm²

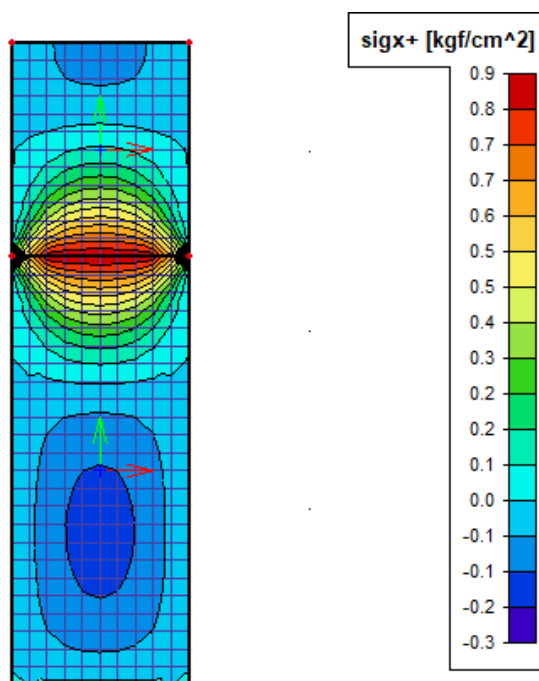


Figura B. 104: Tensão $xz+$ = 0,9 kgf/cm²

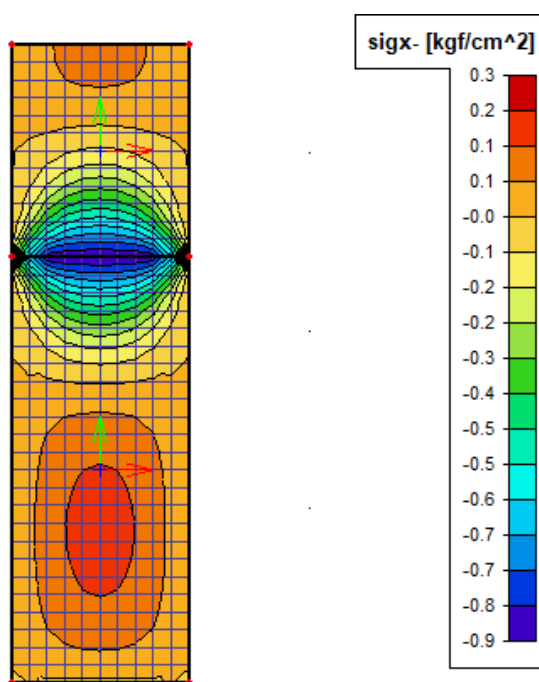


Figura B. 105: Tensão $xz-$ = 0,3 kgf/cm²

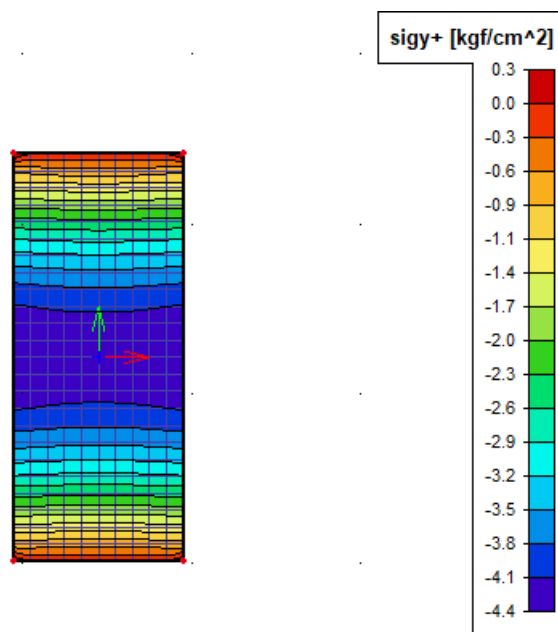


Figura B. 106: Tensão $\text{yz}^+ = 0,3 \text{ kgf/cm}^2$

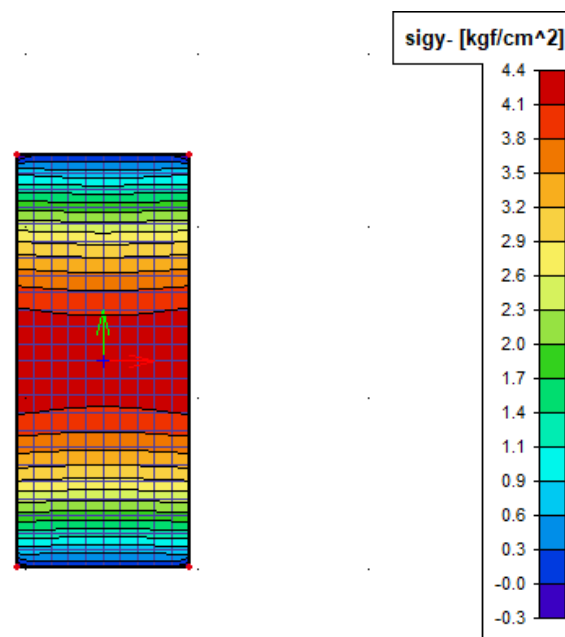


Figura B. 107: Tensão $\text{yz}^- = 4,4 \text{ kgf/cm}^2$

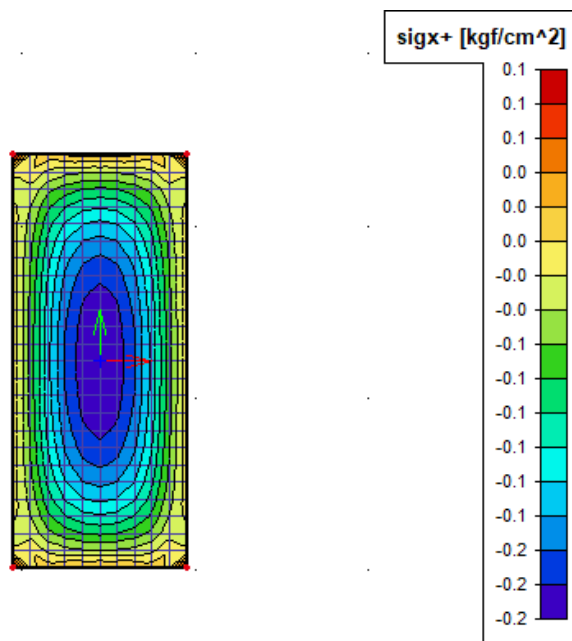


Figura B. 108: Tensão $xz+ = 0,1 \text{ kgf/cm}^2$

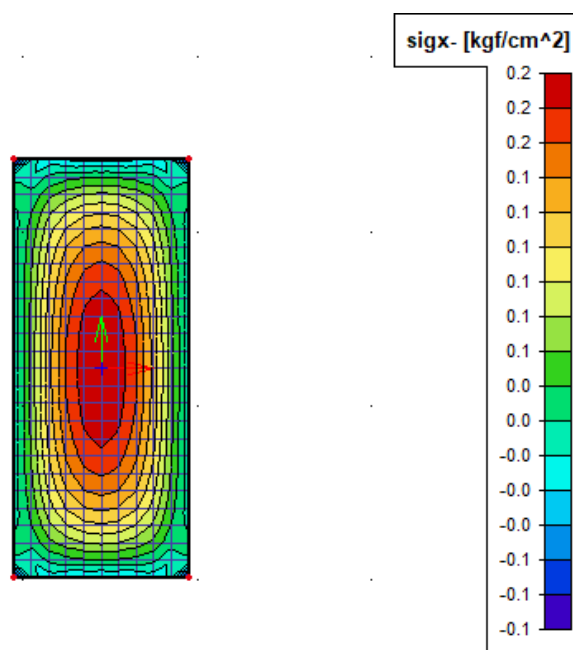


Figura B. 109: Tensão $xz- = 0,2 \text{ kgf/cm}^2$

- Envoltória de combinação:

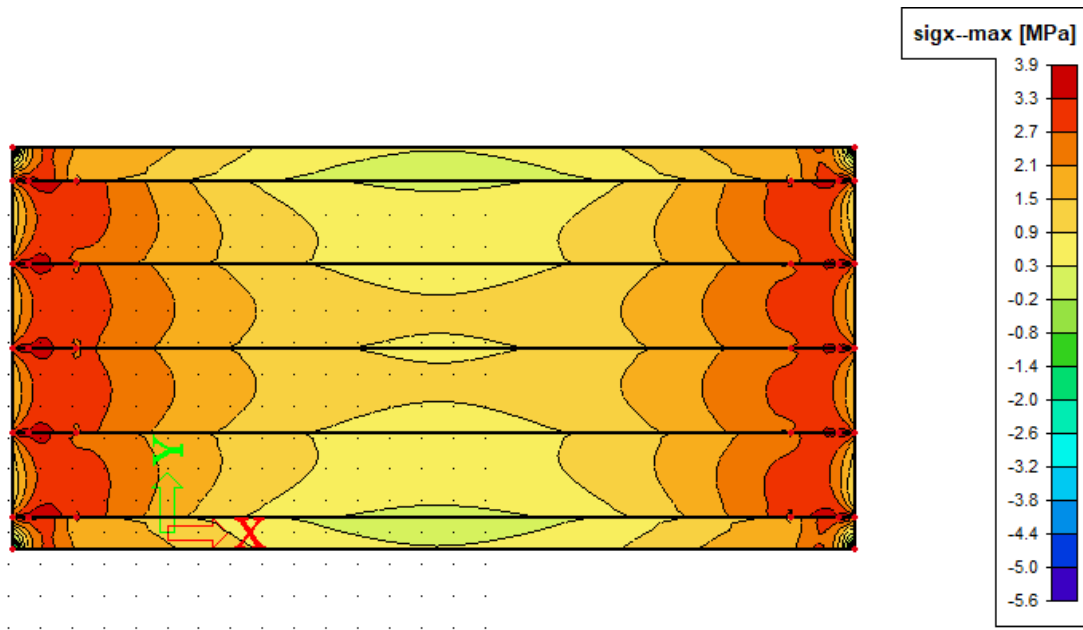


Figura B. 110: CP – Tensão $xz = 39\text{kgf/cm}^2$

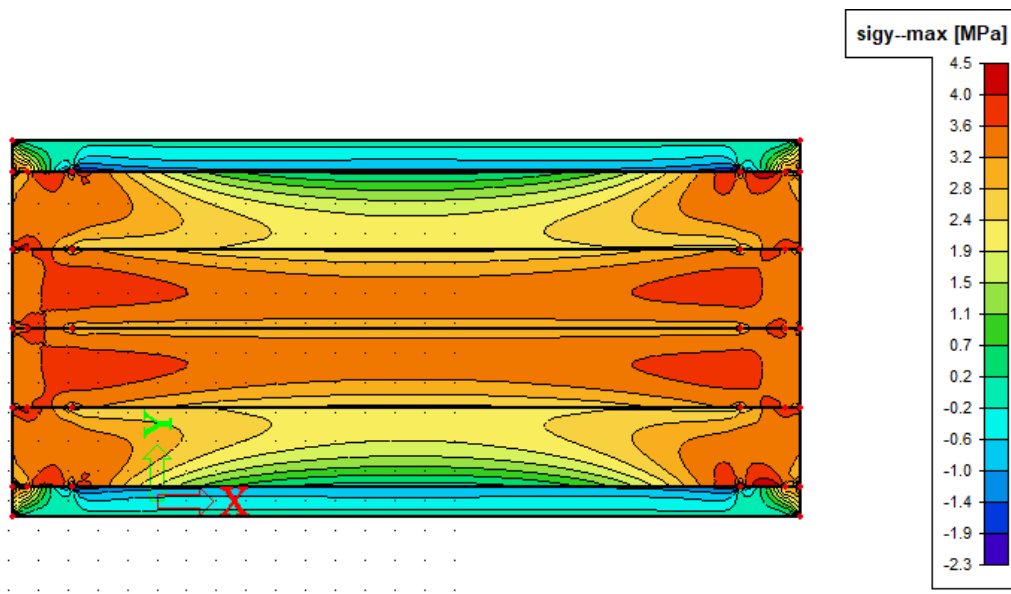


Figura B. 111: CP – Tensão $yz = 45\text{kgf/cm}^2$

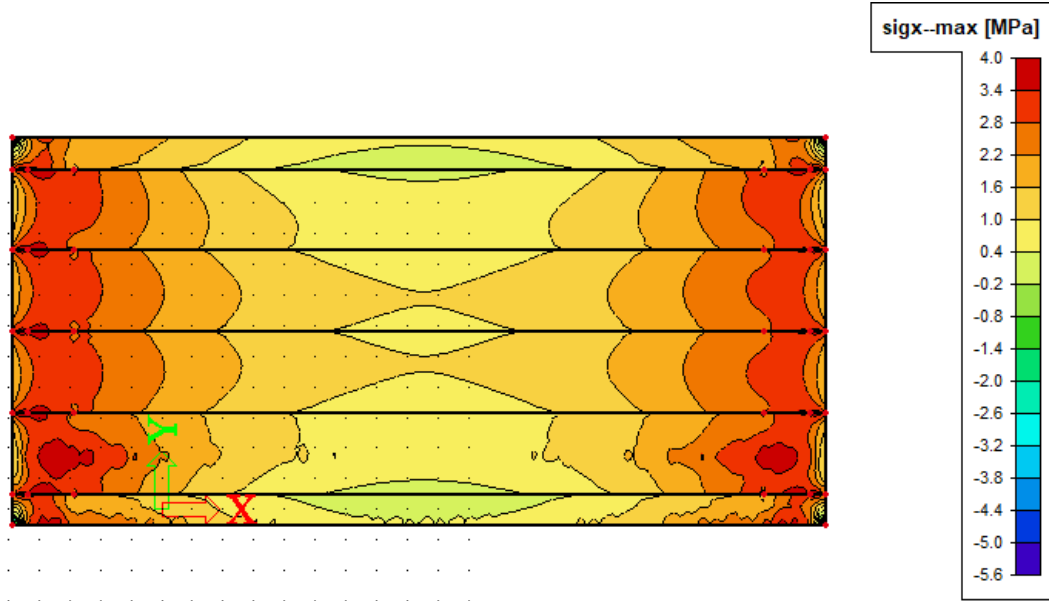


Figura B. 112: CFS – Tensão xz- = 40kgf/cm²

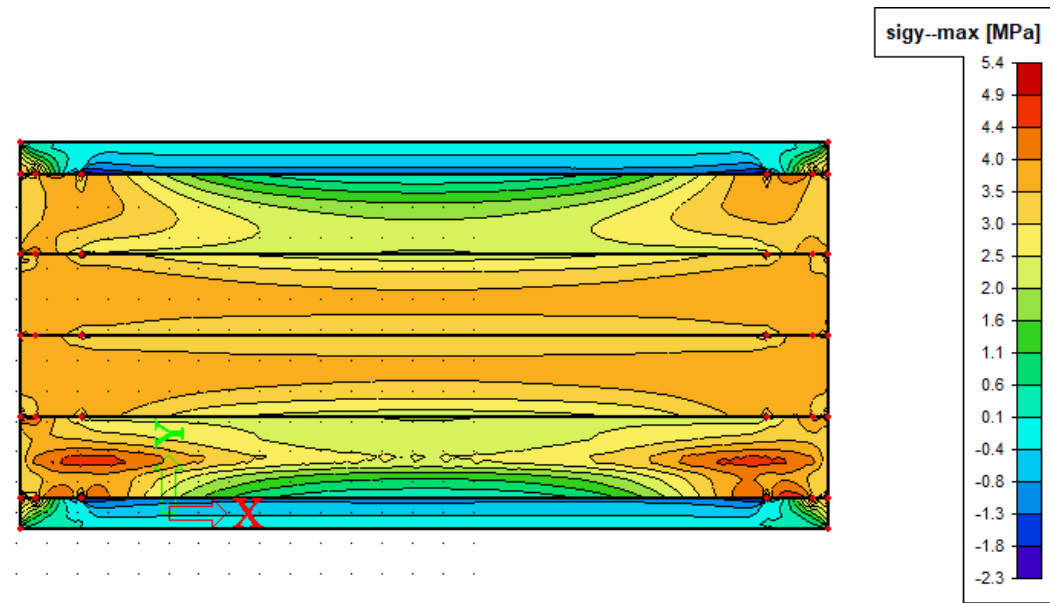


Figura B. 113: CFS– Tensão yz- = 54kgf/cm²

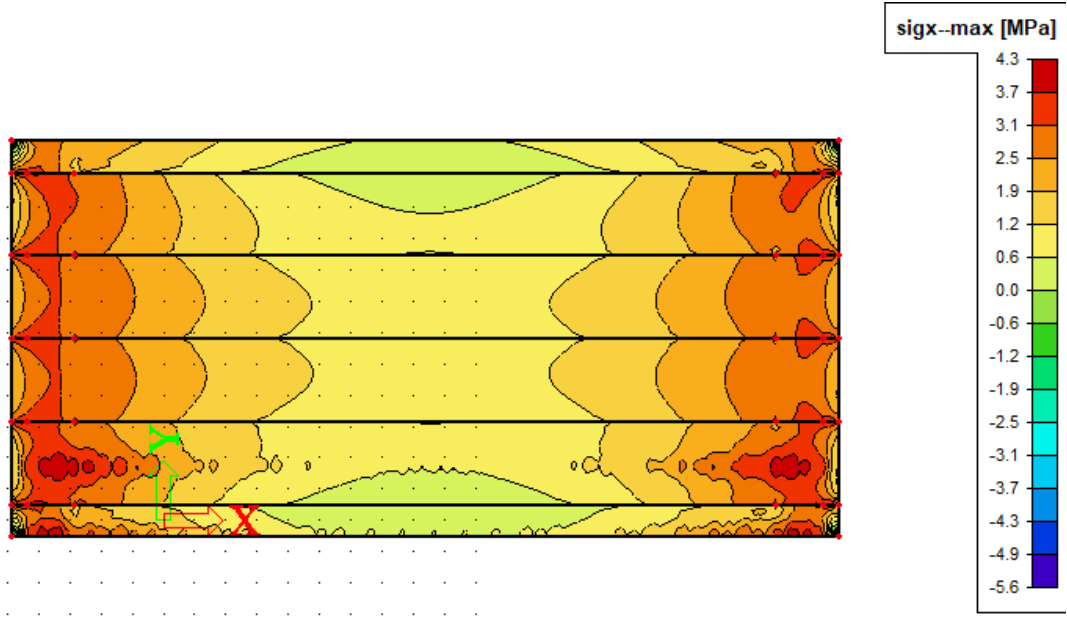


Figura B. 114: CFFad – Tensão xz- = 43kgf/cm²

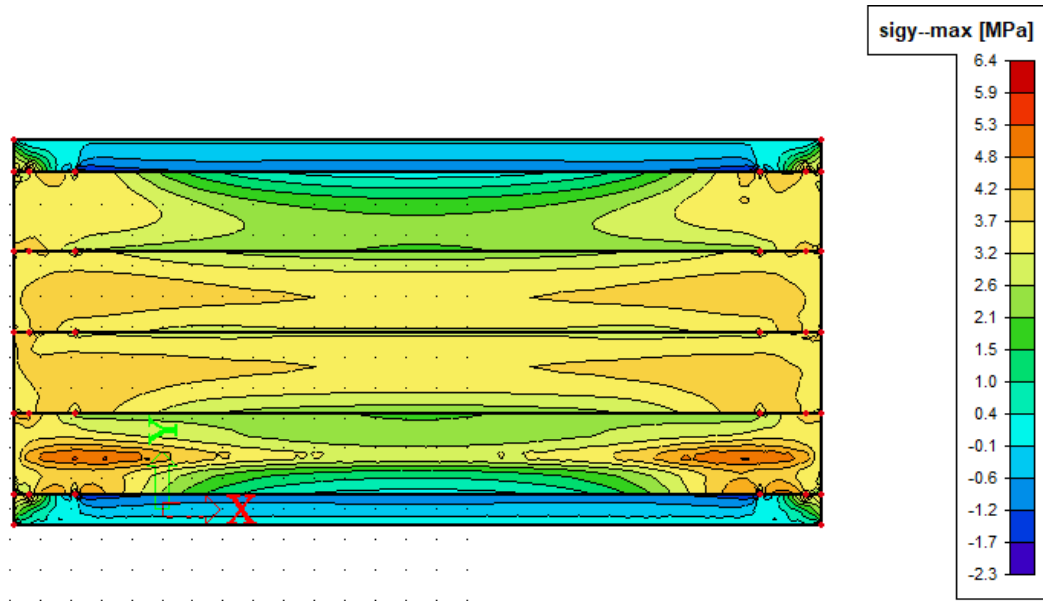


Figura B. 115: CFFad – Tensão yz- = 59kgf/cm²

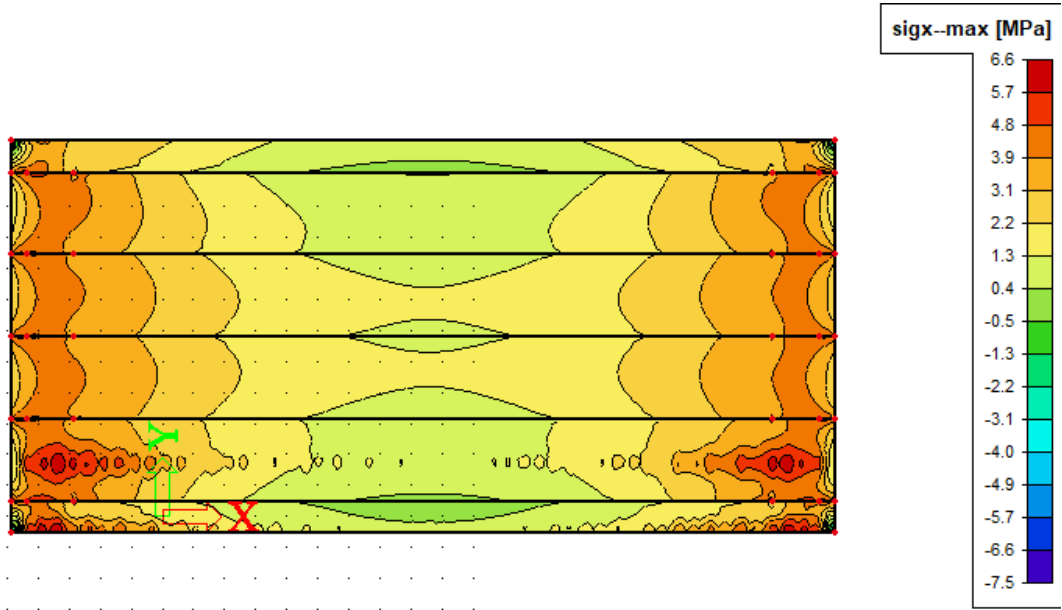


Figura B. 116: CUN – Tensão xz- = 66kgf/cm²

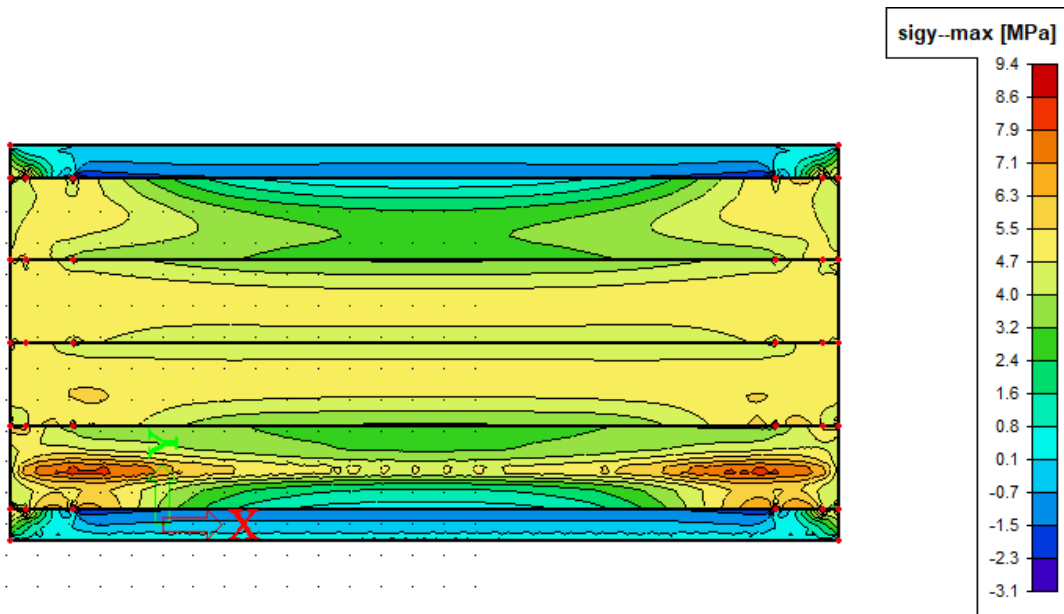


Figura B. 117: CUN – Tensão yz- = 94kgf/cm²

- Deformação lajota extrema e interna:

Lajota extrema (PP+Carga da laje+Carga de utilidade)

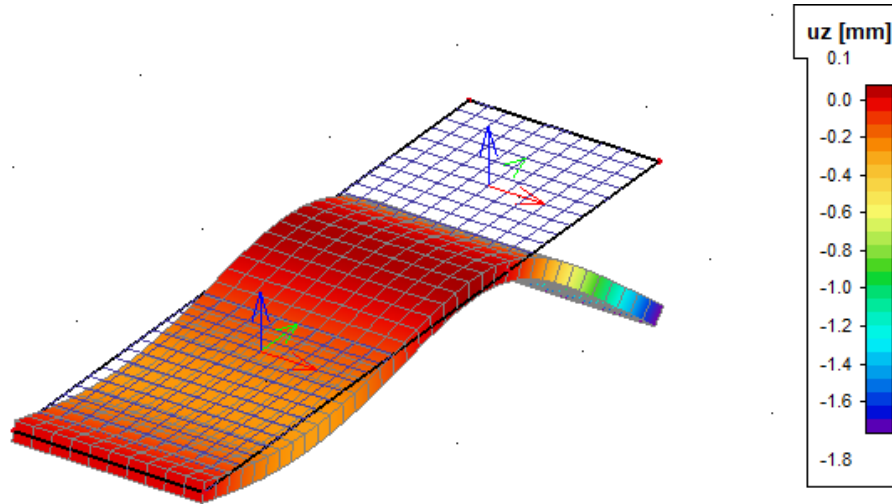


Figura B. 118: Deformação = 0,18cm (valores estão em mm)

Lajota interna (PP+Carga da laje+Carga de utilidade)

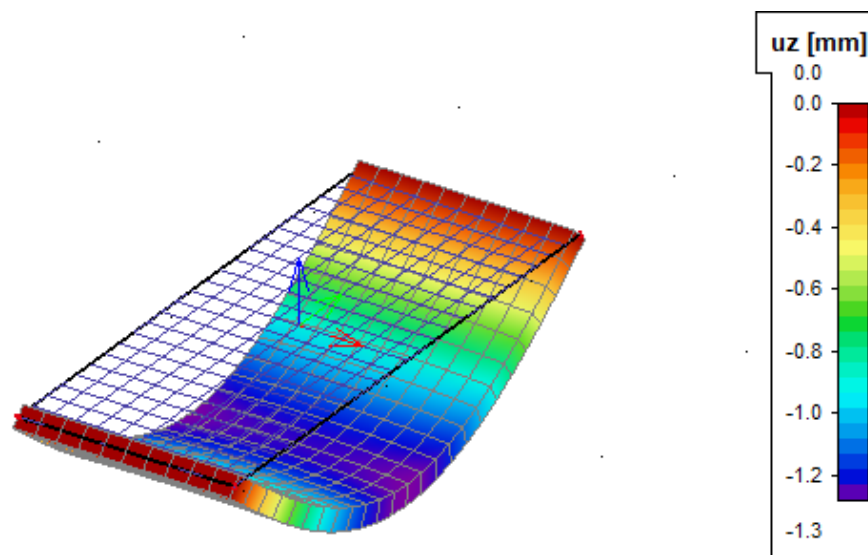


Figura B. 119: Deformação = 0,1,3cm (valores estão em mm)

- Verificação pós-cura (armadura igual à utilizada na lajota externa)

LAJE - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geometricas Lajota:

Espessura da laje: 0,25 m
Espessura da capa: 0,15 m
Largura da laje: 13,00 m
Comprimento da laje: 26,00 m
αe: 15,00
Mom. De Inercia: 130208,3 cm⁴
CG: 12,50 cm
Ø armadura transversal: 0,00 mm
Ø armadura transversal lajota: 25,00 mm
Centro de massa armadura: 0,10625 m
Centro de massa arm. lajota: 0,06125 m
XII long: 5,92

Esforços:

	xz	Tensão	Momento
CCP	39,00	kgf/cm ²	4,0625 tf.m
CFS	50,00	kgf/cm ²	5,208333 tf.m
CFFad.	43,00	kgf/cm ²	4,479167 tf.m
CUN	66,00	kgf/cm ²	6,875 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 2,25 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	3,00	5,00	8,00	12,00	20,00	32,00	50,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As lajota: Ø 6,3 c/ 20 → 1,56 cm²/m
As: Ø 12,5 c/ 10 → 12,27 cm²/m
13,83

Mcwd: 12,68 kN.m → 1,27 tfm
Mcwd: 70,00 kN.m → 7,00 tfm ok!

Verificação da fadiga

σs, max = 26,12 kN/cm² → 261,16 Mpa
σs, min = 23,69 kN/cm² → 236,87 Mpa
Δσs = σs, max - σs, min = 24,29 Mpa ok!

Verificação da fissuração

Md fissuração: 3,51 tf.m
σs = 30,37 kN/cm² → 303,67 Mpa
Wk1 = 0,18 mm W limite = 0,3 mm
Wk2 = 0,08 mm ok!

LAJE - ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geometricas Lajota:

Espessura da laje: 0,25 m
Espessura da capa: 0,15 m
Largura da laje: 13,00 m
Comprimento da laje: 26,00 m
αe: 15,00
Mom. De Inercia: 130208,3 cm⁴
CG: 12,50 cm
Ø armadura transversal: 12,50 mm
Ø armadura transversal lajota: 0,00 mm
Centro de massa armadura: 0,11565 m
Centro de massa arm. lajota: 0,03315 m
XII long: 6,75

Esforços:

	xz	Tensão	Momento
CCP	45,00	kgf/cm ²	4,6875 tf.m
CFS	54,00	kgf/cm ²	5,625 tf.m
CFFad.	59,00	kgf/cm ²	6,145833 tf.m
CUN	94,00	kgf/cm ²	9,791667 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 2,25 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	13,00	22,00	34,00	54,00	89,00	139,00	218,00
Controle de fadiga	190	190	190	190	190	185	175

As lajota: Ø 25 c/ 25 → 19,63 cm²/m
As: Ø 6,3 c/ 10 → 3,12 cm²/m
22,75

Mcwd: 167,98 kN.m → 16,80 tfm
Mcwd: 17,78 kN.m → 1,78 tfm ok!

Verificação da fadiga

σs, max = 24,15 kN/cm² → 241,53 Mpa
σs, min = 18,42 kN/cm² → 184,21 Mpa
Δσs = σs, max - σs, min = 57,31 Mpa ok!

Verificação da fissuração

Md fissuração: 3,51 tf.m
σs = 22,11 kN/cm² → 221,06 Mpa
Wk1 = 0,05 mm W limite = 0,3 mm
Wk2 = 0,03 mm ok!

- Verificação pós-cura (armadura igual à utilizada na lajota interna)

LAJE - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geometricas Lajota:

Espessura da laje: 0,25 m
Espessura da capa: 0,15 m
Largura da laje: 13,00 m
Comprimento da laje: 26,00 m
αe: 15,00
Mom. De Inercia: 130208,3 cm⁴
CG: 12,50 cm
∅ armadura transversal: 0,00 mm
∅ armadura transversal lajota: 12,50 mm
Centro de massa armadura: 0,10625 m
Centro de massa arm. lajota: 0,04875 m
XII long: 5,92

Esforços:

	<i>xz</i>	Tensão	Momento
CCP	39,00	kgf/cm ²	4,0625 tf.m
CFS	50,00	kgf/cm ²	5,208333 tf.m
CFFad.	43,00	kgf/cm ²	4,479167 tf.m
CUN	66,00	kgf/cm ²	6,875 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 2,25 cm²/m

∅	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	3,00	5,00	8,00	12,00	21,00	33,00	51,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As lajota: ∅ 6,3 c/ 20 → 1,56 cm²/m
As: ∅ 12,5 c/ 10 → 12,27 cm²/m
13,83

Mcwd: 13,53 kN.m → 1,35 tfm
Mcwd: 70,00 kN.m → 7,00 tfm ok!

Verificação da fadiga

σs, max = 26,12 kN/cm² → 261,16 Mpa
σs, min = 23,69 kN/cm² → 236,87 Mpa
Δσs = σs, max - σs, min = 24,29 Mpa ok!

Verificação da fissuração

Md fissuração: 3,51 tf.m
σs = 30,37 kN/cm² → 303,67 Mpa
Wk1 = 0,18 mm W limite = 0,3 mm
Wk2 = 0,08 mm ok!

LAJE - ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geometricas Lajota:

Espessura da laje: 0,25 m
Espessura da capa: 0,15 m
Largura da laje: 13,00 m
Comprimento da laje: 26,00 m
αe: 15,00
Mom. De Inercia: 130208,3 cm⁴
CG: 12,50 cm
∅ armadura transversal: 12,50 mm
∅ armadura transversal lajota: 0,00 mm
Centro de massa armadura: 0,11565 m
Centro de massa arm. lajota: 0,03315 m
XII long: 5,90

Esforços:

xz	Tensão	Momento
CCP	45,00 kgf/cm ²	4,6875 tf.m
CFS	54,00 kgf/cm ²	5,625 tf.m
CFFad.	59,00 kgf/cm ²	6,145833 tf.m
CUN	94,00 kgf/cm ²	9,791667 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 2,25 cm²/m

∅	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	13,00	22,00	34,00	54,00	89,00	139,00	218,00
Controle de fadiga	190	190	190	190	190	185	175

As lajota: ∅ 12,5 c/ 10 → 12,27 cm²/m
As: ∅ 6,3 c/ 10 → 3,12 cm²/m
15,39

Mcwd: 109,00 kN.m → 10,90 tfm
Mcwd: 17,78 kN.m → 1,78 tfm ok!

Verificação da fadiga

σs, max = 34,82 kN/cm² → 348,22 Mpa
σs, min = 26,56 kN/cm² → 265,59 Mpa
Δσs = σs, max - σs, min = **82,63** Mpa ok!

Verificação da fissuração

Md fissuração: 3,51 tf.m
σs = 31,87 kN/cm² → 318,71 Mpa
Wk1 = 0,10 mm W limite = 0,3 mm
Wk2 = 0,04 mm ok!

• Verificação pré-cura

LAJOTA EXTERNA - ARMADURA LONGITUDINAL SUPERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
Largura da lajota: 1,00 m CG: 5,00 cm
Comprimento da lajota externa: 2,40 m Ø armadura transversal: 8,00 mm
αe: 15,00 Centro de massa armadura: 0,04115 m
XII long: 1,44

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
XZ⁺ 0,90 kgf/cm² 0,02 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 1,5 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø 6,3 c/ 20 → 1,56 cm²/m

Mcwd: 3,88 kN.m → 0,39 tfm ok!

LAJOTA EXTERNA - ARMADURA TRANSVERSAL SUPERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
Largura da lajota: 1,00 m CG: 5,00 cm
Comprimento da lajota externa: 2,40 m Ø armadura longitudinal: 0,00 mm
αe: 15,00 Centro de massa armadura: 0,03400 m
XII long: 1,72

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
YZ⁺ 4,50 kgf/cm² 0,08 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 1,5 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø c/ → 2,01 cm²/m

Mcwd: 5,59 kN.m → 0,56 tfm ok!

LAJOTA EXTERNA - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
Largura da lajota: 1,00 m CG: 5,00 cm
Comprimento da lajota externa: 2,40 m Ø armadura transversal: 25,00 mm
αe: 15,00 Centro de massa armadura: 0,05815 m
XII long: 1,18

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
XZ̄ 0,30 kgf/cm² 0,01 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 1,5 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø **6,3** c/ **20** → 1,56 cm²/m

Mcwd: 2,73 kN.m → 0,27 tfm ok!

LAJOTA EXTERNA - ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
Largura da lajota: 1,00 m CG: 5,00 cm
Comprimento da lajota externa: 2,40 m Ø armadura longitudinal: 0,00 mm
αe: 15,00 Centro de massa armadura: 0,04250 m
XII long: 3,58

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
YZ⁺ 2,50 kgf/cm² 0,04 tf.m

Dimensionamento armadura:

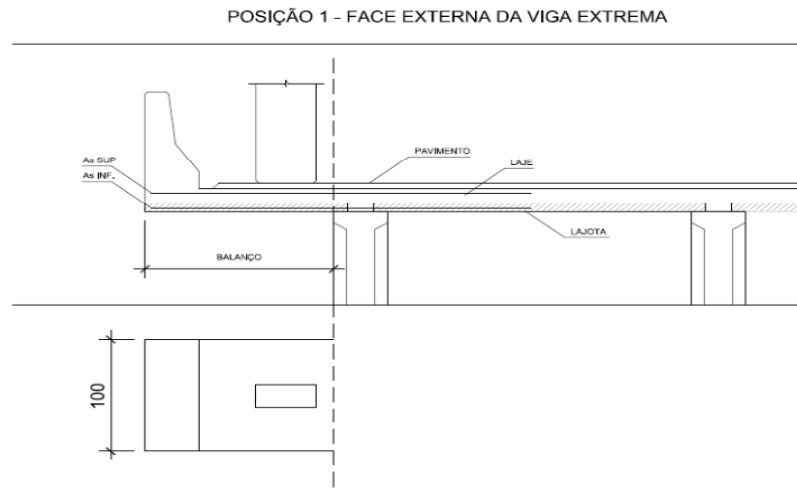
As min: 1,5 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø c/ → 19,63 cm²/m

Mcwd: 31,94 kN.m → 3,19 tfm ok!

Armadura de cisalhamento



Comprimento do balanço:	0,9	m		
Espessura da laje e lajota:	0,25	m		
fck do concreto:	35	Mpa		
As:		cm ²		
Peso do guarda rodas:	0,78	tf	7,8	kN
Veiculo:	7,5	tf	75	kN
Peso proprio laje e lajota:	0,225	tf	2,25	kN
Pavimento:	0,1512	tf	1,512	kN
Recapeamento:	0,18	tf	1,8	kN
			Vsd =	123,71 kN

Se $Vsd < Vrd1$ = Não precisa armar a laje ao cisalhamento.

$$Vrd1 = \tau_{pd} * k * (1,2 + 40 p1) + 0,15 * \sigma_{cp} * bw * d = 148,96 \text{ kN}$$

$$\tau_{pd} = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

$$k = 1,375$$

$$p1 = 0$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$bw = 100 \text{ cm}$$

ok!

LAJOTA INTERNA - ARMADURA LONGITUDINAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m
Largura da lajota: 1,00 m
Comprimento da lajota interna: 3,57 m
αe: 15,00
XII long: 1,38

Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
CG: 5,00 cm
Ø armadura transversal: 12,50 mm
Centro de massa armadura: 0,04565 m

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
xZ̄ 0,20 kgf/cm² 0,00 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 1,5 cm²/m

Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø 6,3 c/ 20 → 1,56 cm²/m

Mcwd: 3,58 kN.m → 0,36 tfm ok!

LAJOTA INTERNA - ARMADURA TRANSVERSAL INFERIOR

Dados Gerais:

fck do concreto: 35 Mpa
Tipo de aço: 50 kN/cm²
Fctk, inf: 2,25

Observações:

Direção x = Direção longitudinal da obra
Direção y = Direção transversal da obra

Características Geométricas Lajota:

Espessura da lajota: 0,10 m
Largura da lajota: 1,00 m
Comprimento da lajota externa: 2,40 m
αe: 15,00
XII long: 3,34

Mom. De Inercia: 8333,33 cm⁴
CG: 5,00 cm
Ø armadura longitudinal: 0,00 mm
Centro de massa armadura: 0,03625 m

Esforços:

CP + CS Tensão Momento
YZ̄ 4,40 kgf/cm² 0,07 tf.m

Dimensionamento armadura:

As min: 1,5 cm²/m

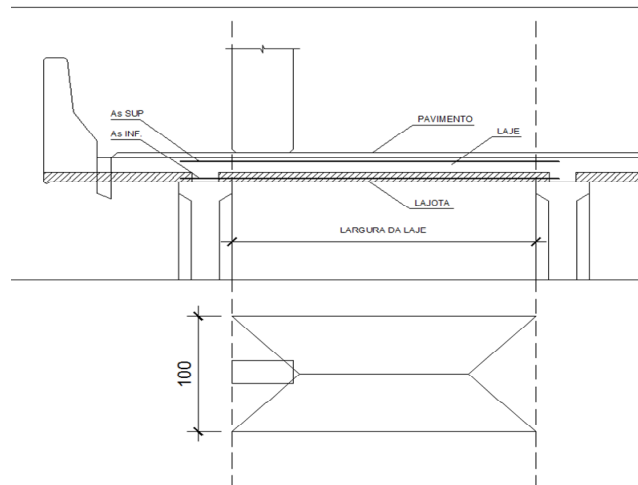
Ø	6,3	8	10	12,5	16	20	25
Espaçamento (cm)	20,00	33,00	52,00	81,00	134,00	209,00	327,00
Controle de fadiga		190	190	190	190	185	175

As: Ø 12,5 c/ 10 → 12,27 cm²/m

Mcwd: 27,32 kN.m → 2,73 tfm ok!

Armadura de cisalhamento

POSIÇÃO 2 - FACE INTERNA DA VIGA EXTREMA



Largura da laje:	1,8	m		
Espessura da laje e lajota:	0,25	m		
fck do concreto:	35	Mpa		
As:		cm ²		
Veículo:	7,5	tf	75	kN
Peso proprio laje e lajota:	0,45	tf	4,5	kN
Pavimento:	0,3024	tf	3,024	kN
Recapeamento:	0,36	tf	3,6	kN

$$V_{sd} = 120,57 \text{ kN}$$

Se $V_{sd} < V_{rd1}$ = Não precisa armar a laje ao cisalhamento.

$$V_{rd1} = \tau_{pd} * k * (1,2 + 40 p1) + 0,15 * \sigma_{cp} * b_w * d = 148,96 \text{ kN}$$

$$\tau_{pd} = 0,40 \text{ Mpa}$$

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

$$k = 1,375$$

$$p1 = 0$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

ok!

2.4.6.3. Laje de Transição

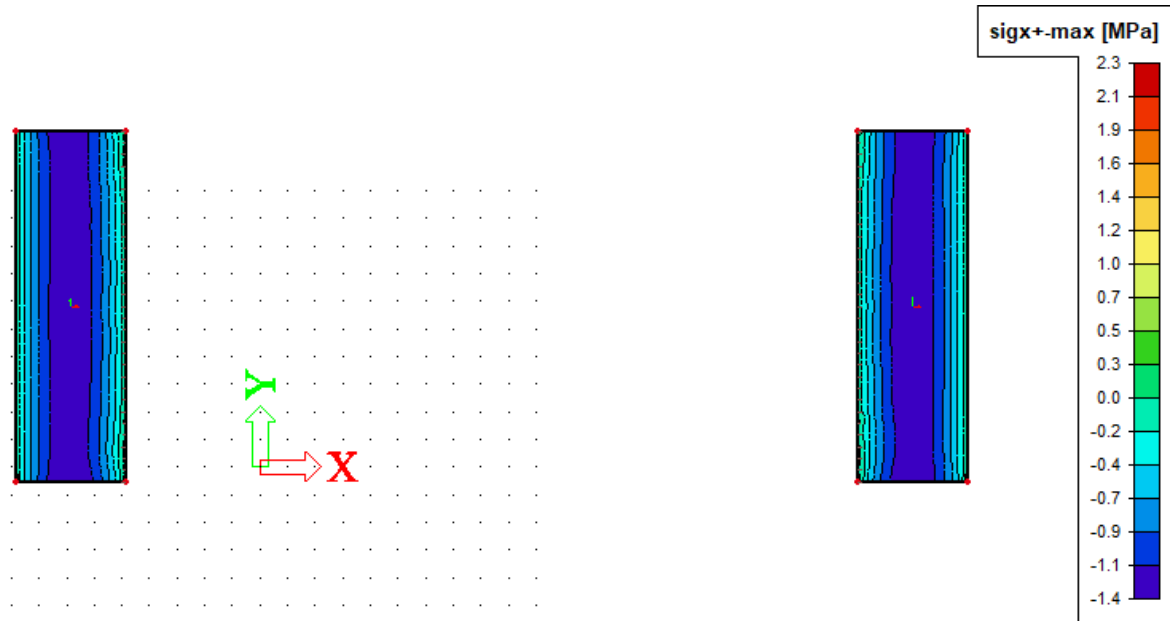


Figura B. 120: Tensão $xz^+ = 23\text{kgf/cm}^2$

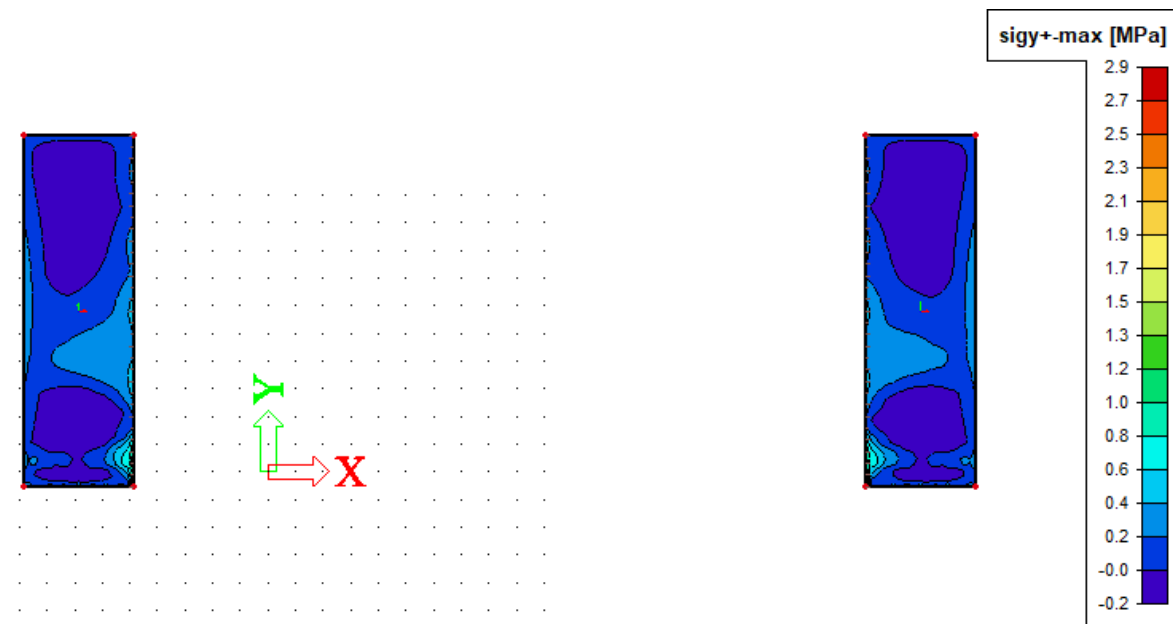


Figura B. 121: Tensão $xz^- = 29\text{kgf/cm}^2$

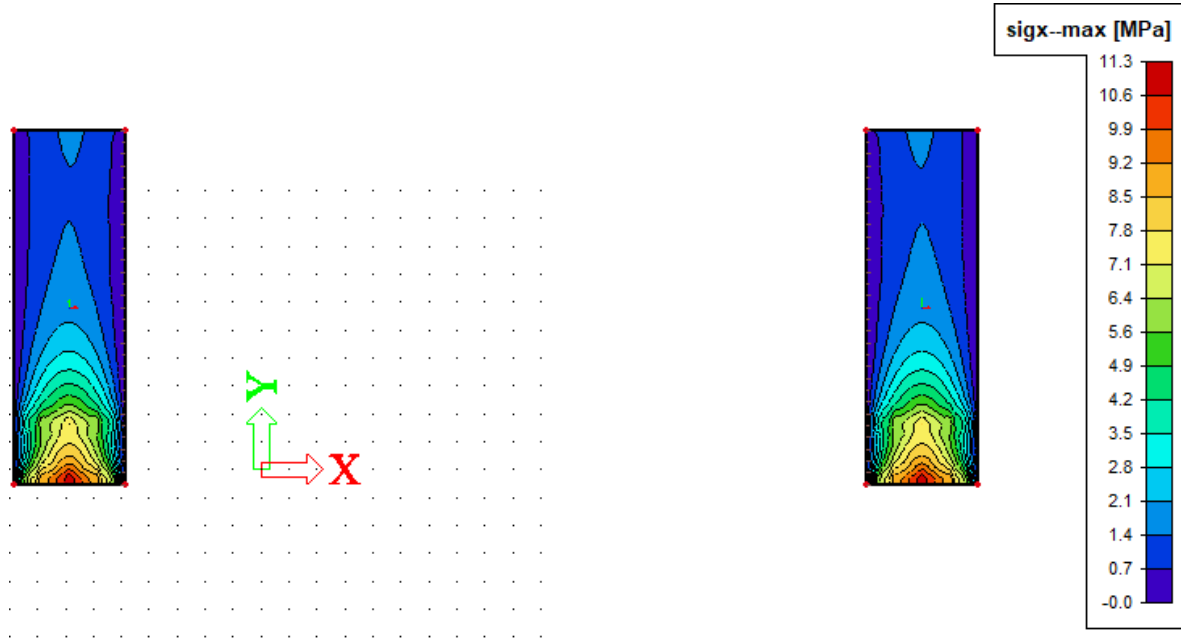


Figura B. 122: Tensão $yz+$ = 113kgf/cm²

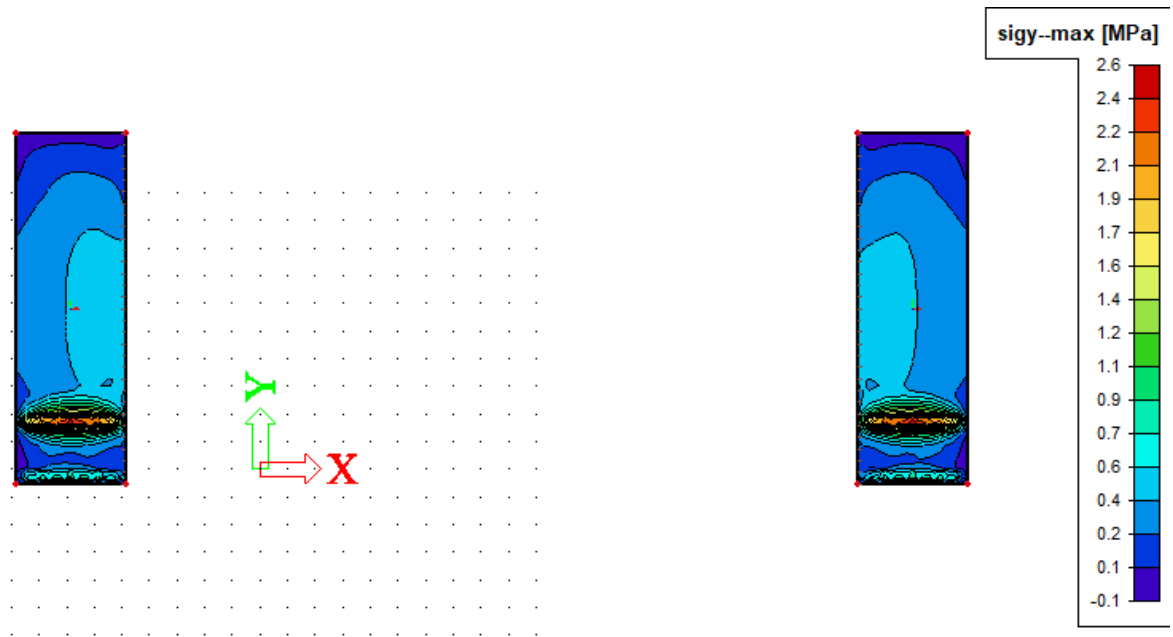
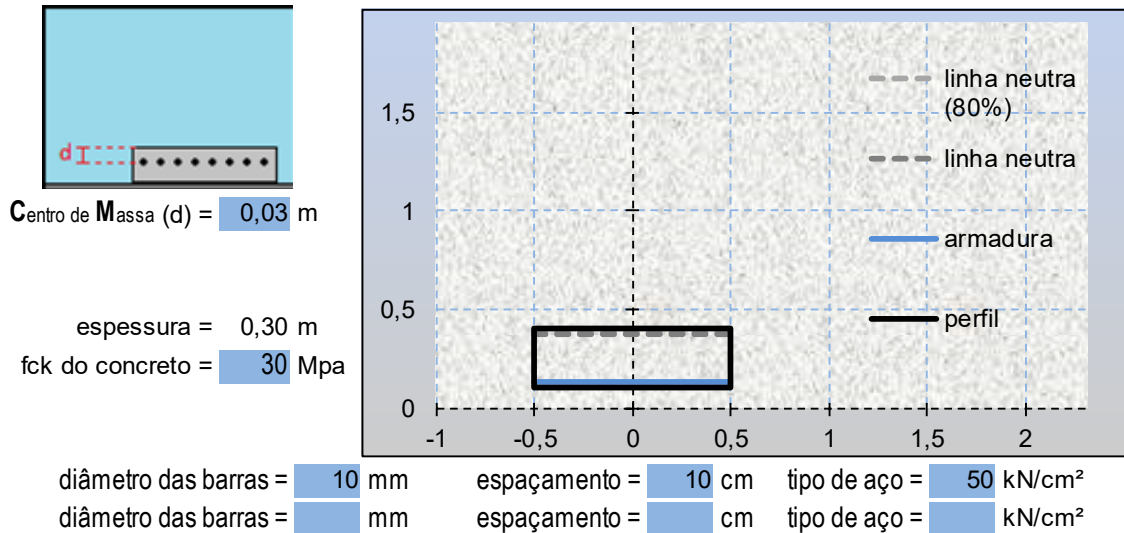


Figura B. 123: Tensão $yz-$ = 26kgf/cm²

DIMENSIONAMENTO:

Armadura LONGITUDINAL da face SUPERIOR tensão sobre a face tracionada = 23 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴

distância do CG até a face comprimida = 15 cm

momento solicitante = 3384,45 kN.cm = 3,45 t.m = 33,8445 kN.m

7,854 cm² de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)

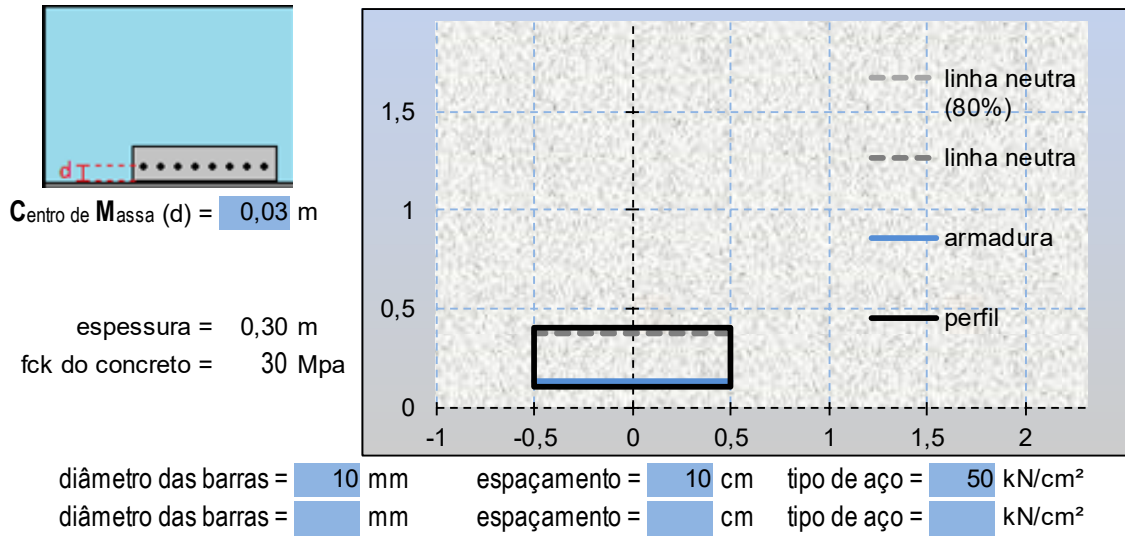
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 87,63 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 87,632032 kN.m (62,594309 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura LONGITUDINAL da face INFERIOR tensão sobre a face tracionada = 29 kgf/cm²

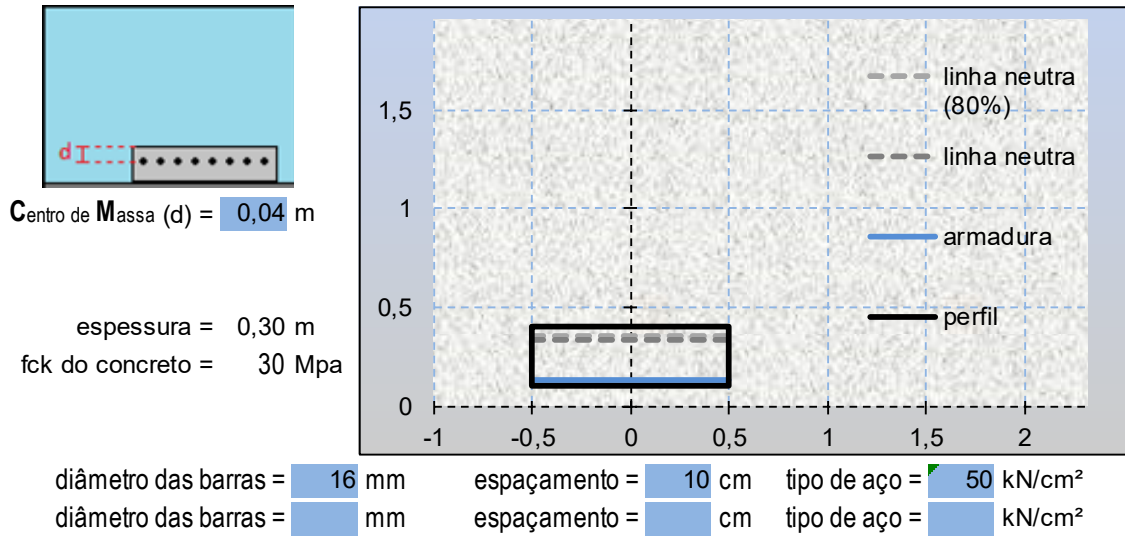


CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 15 cm
 momento solicitante = 4267,35 kN.cm = 4,35 t.m = 42,6735 kN.m

7,854 cm² de aço nas barras = 341,5 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,34 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 341,5 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 87,63 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 87,632032 kN.m (62,594309 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura TRANSVERSAL da face SUPERIOR tensão sobre a face tracionada = 113 kgf/cm²

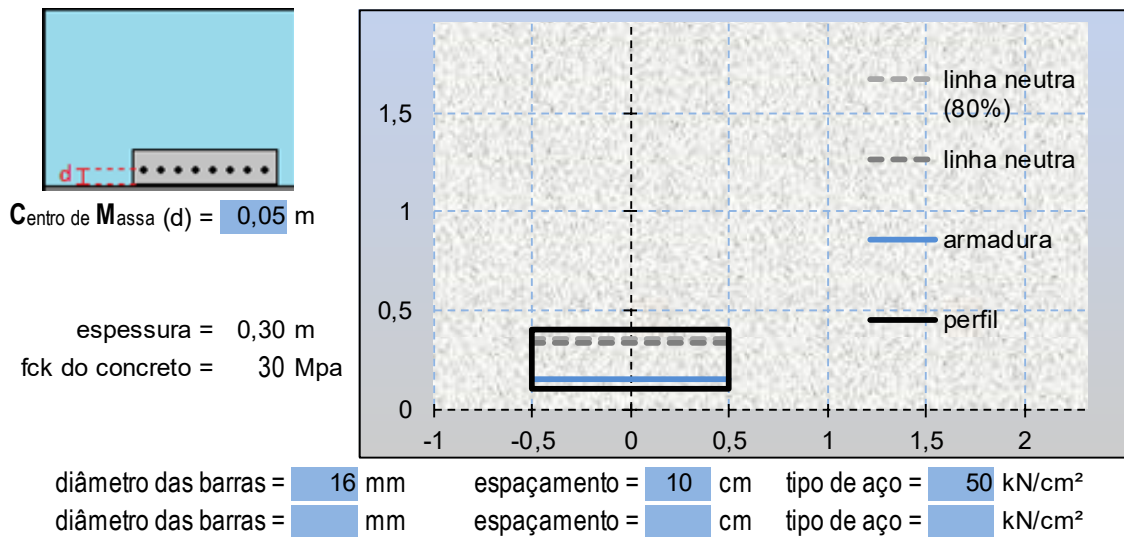


CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 15 cm
 momento solicitante = 16627,95 kN.cm = 17 t.m = 166,2795 kN.m

20,11 cm² de aço nas barras = 874,2 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 6 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 874,2 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 209,6 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 209,58769 kN.m (149,70549 kN.m se dividido por 1,4)

Armadura TRANSVERSAL da face INFERIOR tensão sobre a face tracionada = 26 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA			
momento de inércia da seção =	225000	cm ⁴	
distância do CG até a face comprimida =	15	cm	
momento solicitante =	3825,9 kN.cm = 3,9 t.m	=	<u>38,259 kN.m</u>
20,11 cm ² de aço nas barras =	874,2	kN de resistência (Rsd)	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	6	cm	
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) =	874,2	kN	
momento resistente da área de concreto (Mcwd) =	197,6	kN.m	
momento último resistente M(u) = Mcwd =	<u>197,56768 kN.m</u>	(141,11977 kN.m se dividido por 1,4)	

2.5. Modelo 5 – Verificação da Longarina na Pré-Cura

2.5.1. Carregamento Permanentes

Nas imagens a seguir as cargas apresentadas estão em toneladas. Após a modelagem da estrutura, foram considerados os seguintes carregamentos.

2.5.1.1. Peso Próprio da Estrutura

O peso próprio é função do peso específico dos materiais em questão, exibidos conforme a tabela a seguir.

Material	γ (tf/m ³)	γ (kN/m ³)
Concreto Armado	2,5	25
Concreto Protendido	2,5	25
Concreto Simples	2,2	22
Aço	7,85	78,5

Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

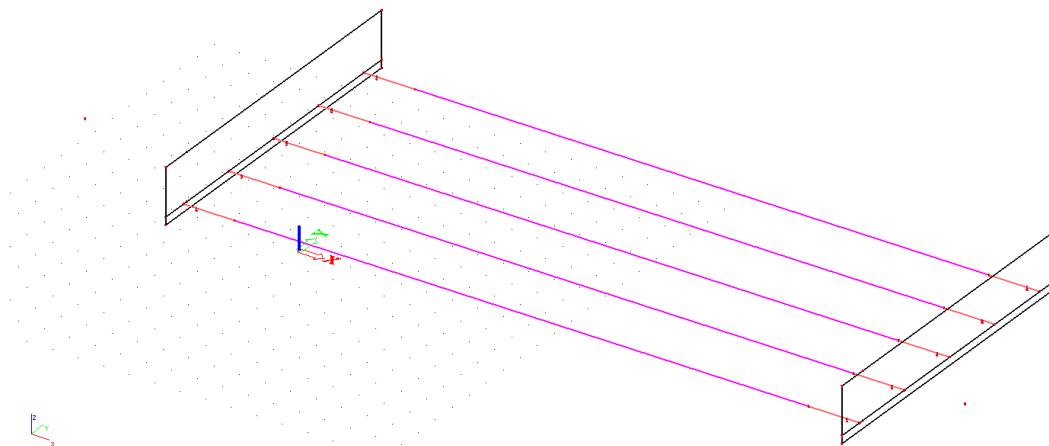


Figura B. 124: Carga de Peso Próprio das barras

2.5.1.2. Peso Próprio da Laje

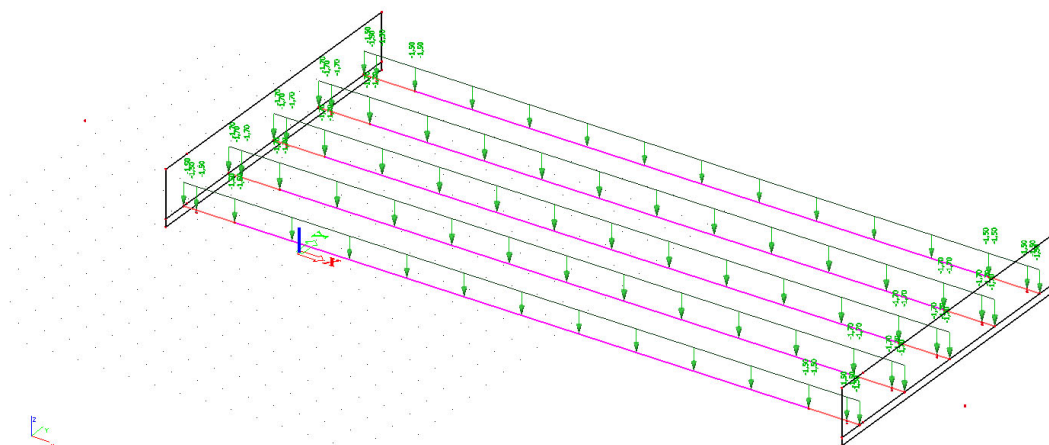


Figura B. 125: Carga de Peso Próprio da Laje

2.5.1.3. Carga de Construção

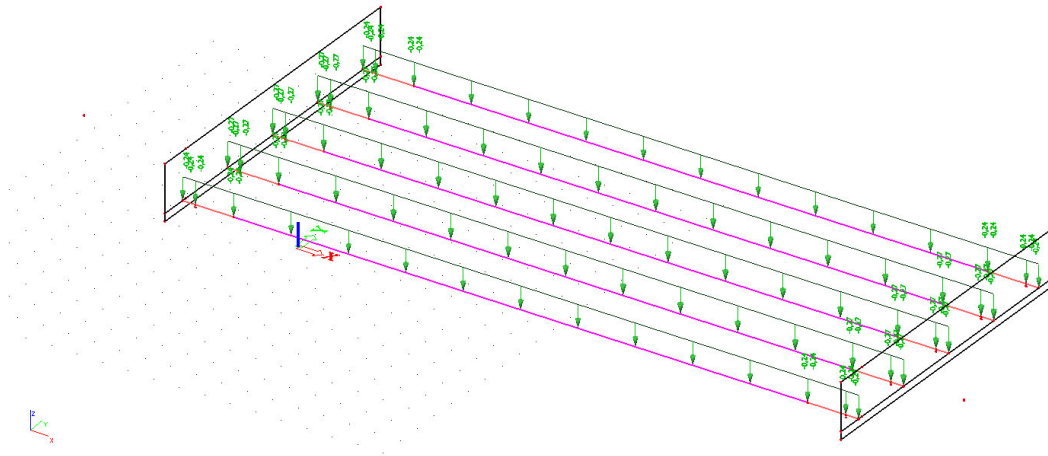


Figura B. 126: Carga de construção

2.5.1.4. Vento

Velocidade básica V_0 :	45	m/s	
Fator topografico S1:	1		
Rugosidade do terreno - Fator S2:	1,04		
Fator estatístico S3:	1,1		
Altura viga:	1,6	m	
Altura laje:	0,25	m	
Velocidade Característica do vento:	51,48	m/s	
Pressão dinâmica do vento:	1624,567	N/m ²	→ 0,162 tf/m ²
Coeficiente de arrasto:	1		
Altura ponte descarregada (viga + laje):	1,85	m	
Altura ponte carregada (viga + laje + 2m):	3,85	m	
Vento Ponte descarregada:	0,30	tf/m	
Vento Ponte carregada:	0,63	tf/m	

VENTO PONTE DESCARREGADA

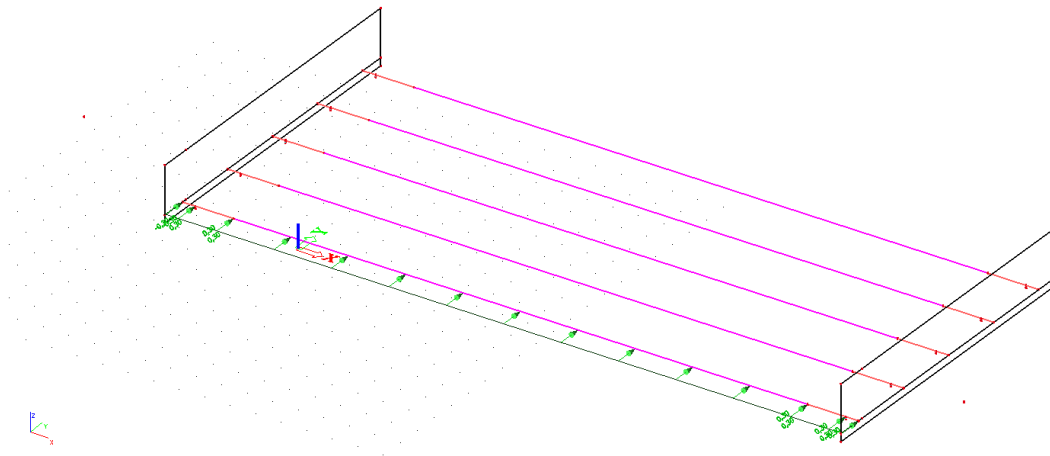


Figura B. 127: Carga de Vento para Ponte descarregada

2.5.1.5. Carga de Protensão

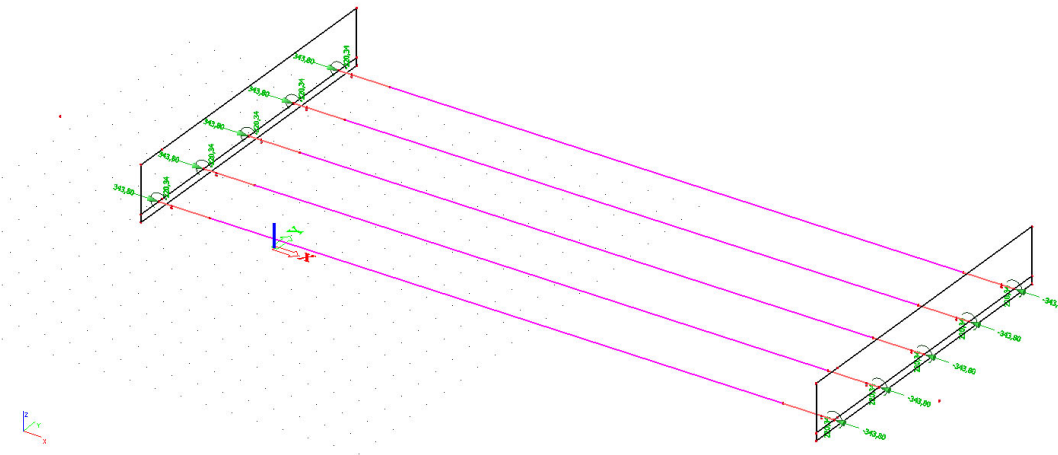


Figura B. 128: Carga de Protensão

2.5.2. Grupos de Carga

CP: Carga permanente: - Peso próprio

- Peso próprio da estrutura
- Peso próprio da laje
- Protensão
- Carga de construção

CV: Cargas de Vento: - Cargas horizontais em “Y”

- Vento com Ponte Descarregada

2.5.3. Combinações

Combinação unitária: $1,0 \times CP + 1,0 \times CV$

2.5.4. Envoltórias de Combinações

Para o dimensionamento das peças estruturais serão retirados do programa envoltórias de combinações, sendo elas:

- Envoltória de combinação unitária;

2.5.5. Superestrutura

2.5.5.1. Longarinas

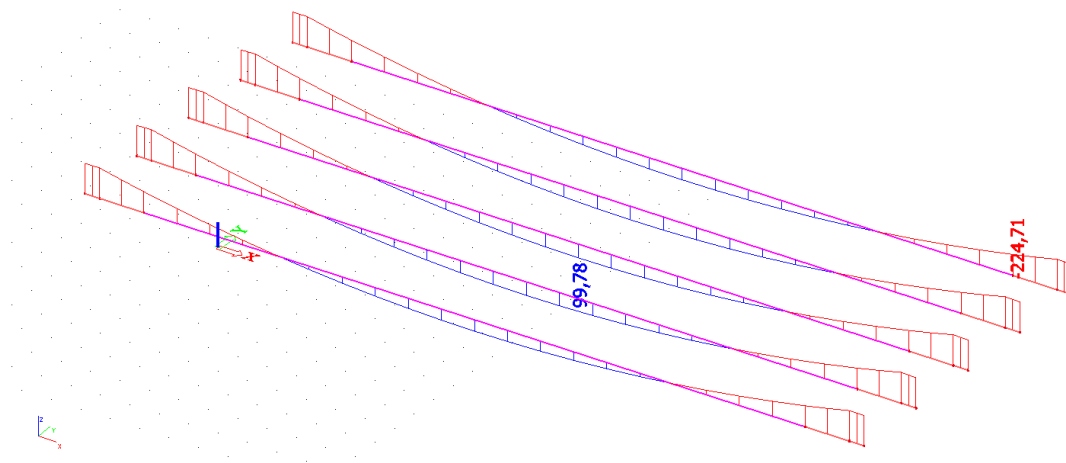


Figura B. 129: C. UNITARIA – Momento Fletor $M2 = 99,78 \text{ tfm} / -224,71 \text{ tfm}$

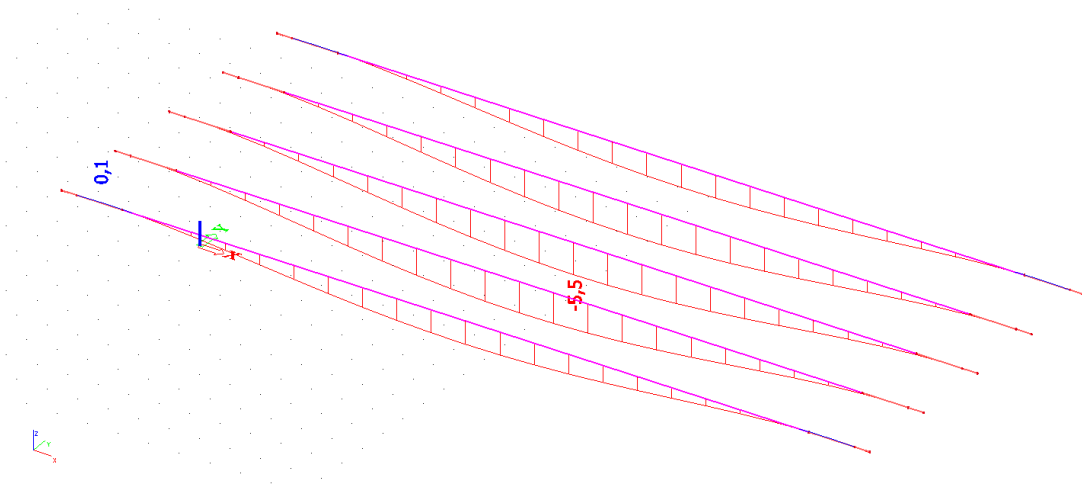


Figura B. 130: Deslocamento = 0,55 cm (valores estão em mm)

3. Emendas por Transpasse

Para o detalhamento das armaduras com emendas deverão ser utilizados os comprimentos dos traspasse calculados na sequência.

$$\text{Comprimento de ancoragem reta: } l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

Sendo:

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (Aço CA-50 barra alta aderência)}$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (para situação de boa aderência)}$$

$$\eta_2 = 0,7 \text{ (para situação de má aderência)}$$

$$\eta_3 = 1,0 \text{ (para barra com } \phi < 32\text{mm)}$$

$$\text{Resistência de aderência à tração: } f_{ctd} = \frac{0,21}{1,4} \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Para o concreto com $f_{ck} = 35MPa$, tem-se: $f_{ctd} = \frac{0,21}{1,4} \cdot \sqrt[3]{35^2} = 1,605$.

Tensão de aderência: $f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,605 = 3,611$ (posição boa aderência)

$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,605 = 2,528$ (Posição má aderência)

Comprimento de ancoragem para o aço CA-50 com

$$f_{yk} = 500MPa \Leftrightarrow f_{yd} = \frac{500}{1,15} \cong 435MPa$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{3,611} \cong 31\phi \text{ (Posição boa aderência)}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{2,528} \cong 44\phi \text{ (Posição má aderência)}$$

Para o concreto com $f_{ck} = 30MPa$, tem-se: $f_{ctd} = \frac{0,21}{1,4} \cdot \sqrt[3]{30^2} = 1,448$.

Tensão de aderência: $f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,448 = 3,259$ (posição boa aderência)

$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,448 = 2,281$ (Posição má aderência)

Comprimento de ancoragem para o aço CA-50 com

$$f_{yk} = 500MPa \Leftrightarrow f_{yd} = \frac{500}{1,15} \cong 435MPa$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{3,259} \cong 34\phi \text{ (Posição boa aderência)}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{2,281} \cong 48\phi \text{ (Posição má aderência)}$$

Para o concreto com $f_{ck} = 25MPa$, tem-se: $f_{ctd} = \frac{0,21}{1,4} \cdot \sqrt[3]{25^2} = 1,282$.

Tensão de aderência: $f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,282 = 2,885$ (posição boa aderência)

$f_{bd} = 2,25 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,282 = 2,019$ (Posição má aderência)

Comprimento de ancoragem para o aço CA-50 com

$$f_{yk} = 500MPa \Leftrightarrow f_{yd} = \frac{500}{1,15} \cong 435MPa$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{2,885} \cong 38\phi \text{ (Posição boa aderência)}$$

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{435}{2,019} \cong 54\phi \text{ (Posição má aderência)}$$

Barra na posição inferior da laje (posição de boa aderência).

Barra na posição superior da laje (posição de má aderência).

Comprimento de ancoragem básica (lb)						
Ø	Região de boa aderência			Região de má aderência		
	C25	C30	C35	C25	C30	C35
6,3	23,94	21,42	19,53	34,02	30,24	27,72
8,0	30,40	27,20	24,80	43,20	38,40	35,20
10,0	38,00	34,00	31,00	54,00	48,00	44,00
12,5	47,50	42,50	38,75	67,50	60,00	55,00
16,0	60,80	54,40	49,60	86,40	76,80	70,40
20,0	76,00	68,00	62,00	108,00	96,00	88,00
25,0	95,00	85,00	77,50	135,00	120,00	110,00
Comprimento de emenda por transpasse (lb x α_{ot}) - (% de emenda >1/2) $\alpha_{ot} = 2,0$						
Ø	Região de boa aderência			Região de má aderência		
	C25	C30	C35	C25	C30	C35
6,3	47,88	42,84	39,06	68,04	60,48	55,44
8,0	60,80	54,40	49,06	86,40	76,80	70,40
10,0	76,00	68,00	62,00	108,00	96,00	88,00
12,5	95,00	85,00	77,50	135,00	120,00	110,00
16,0	121,60	108,80	99,20	172,80	153,60	140,80
20,0	152,00	136,00	124,00	216,00	192,00	176,00
25,0	190,00	170,00	155,00	270,00	240,00	220,00

PARTE II – ELEMENTOS GRÁFICOS

ENCANTADO

LAJEADO

PLANTA DE SITUAÇÃO
ESCALA 1/200

INICIO DO MURO DE TERRA
ARMADA - KM 69+828,70

INICIO: KM 69+847,70
COTA: 54,05m

FINAL: KM 69+874,80
COTA: 54,60m

INICIO DO MURO DE TERRA
ARMADA - KM 69+889,80

69+800

SM 01

69+900

NOTAS:

1. AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
2. AÇO CASO
AÇO CP - 190 RB
3. CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
4. CONCRETO
LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa)
MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
5. RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
6. CLASSE: TT45
7. APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
8. TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

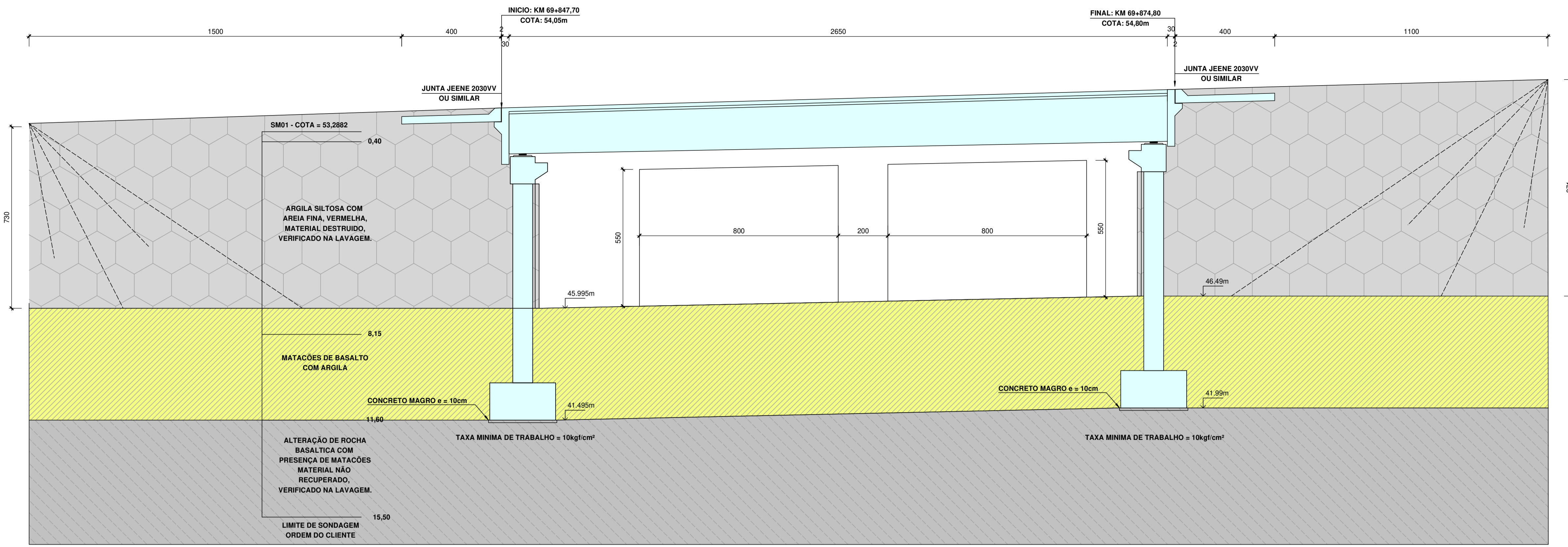
1. CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
2. FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO $P_{0i}=192kN$, POR CORDOALHA.
3. ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,0mm/m.
4. LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO $f_{cl}=0,95 \times f_{ck} + k$ (k= coeficientes estatísticos conforme NBR), NÃO INFERIOR A 32 MPa.
5. CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNIT/1995 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇOS E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

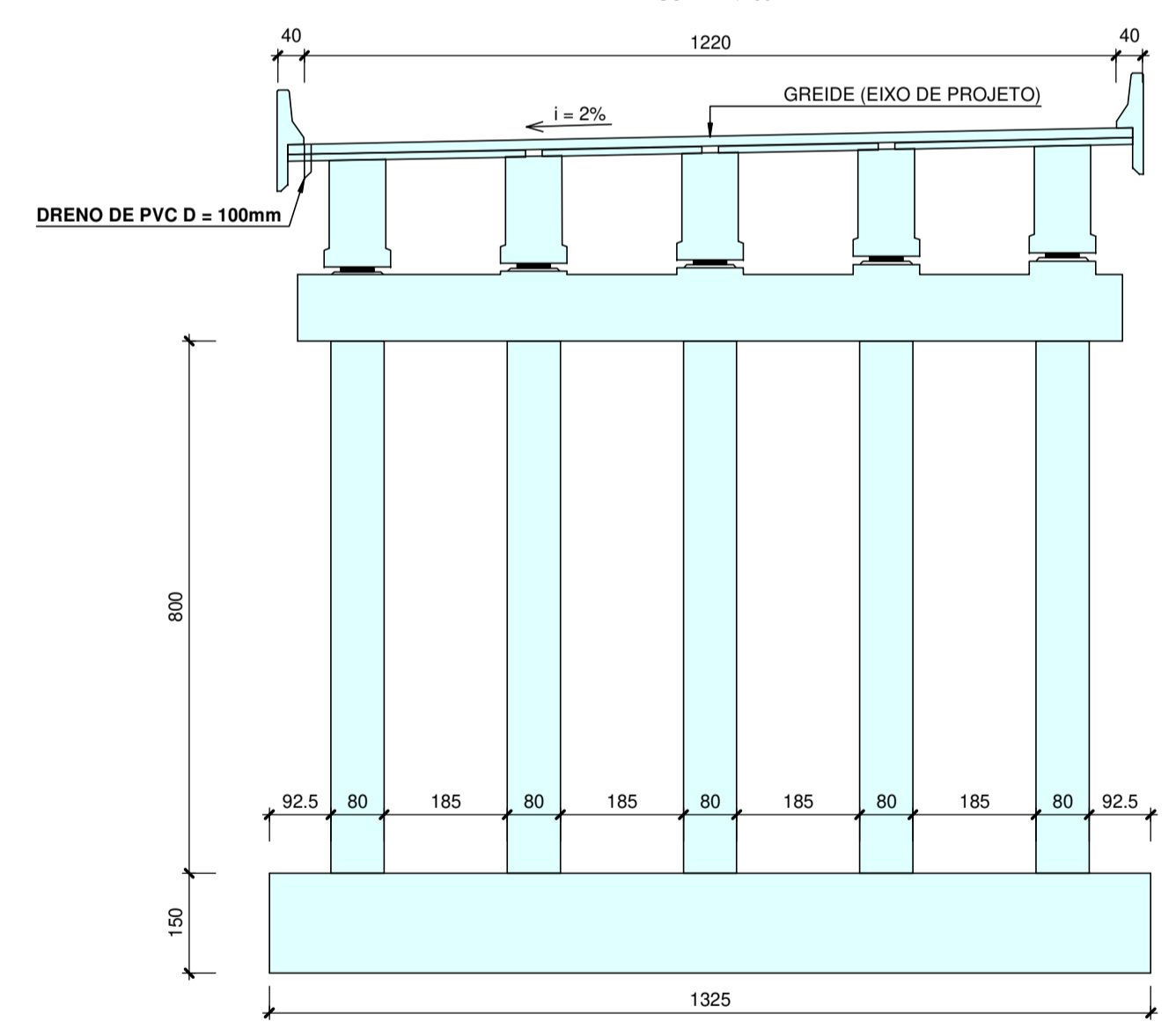
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO : km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BR F PLANTA DE SITUAÇÃO	FOLHA: 01/09

PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA 1/100



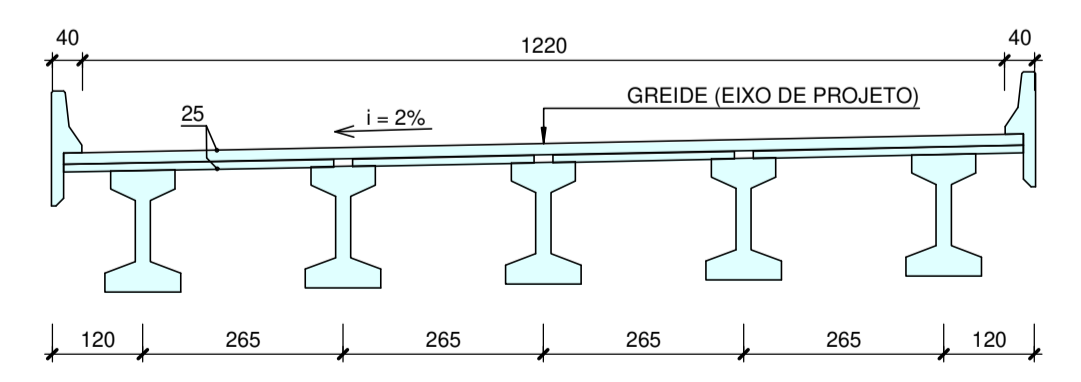
CORTE TRANSVERSAL NO APOIO (A-A)

ESCALA 1/100



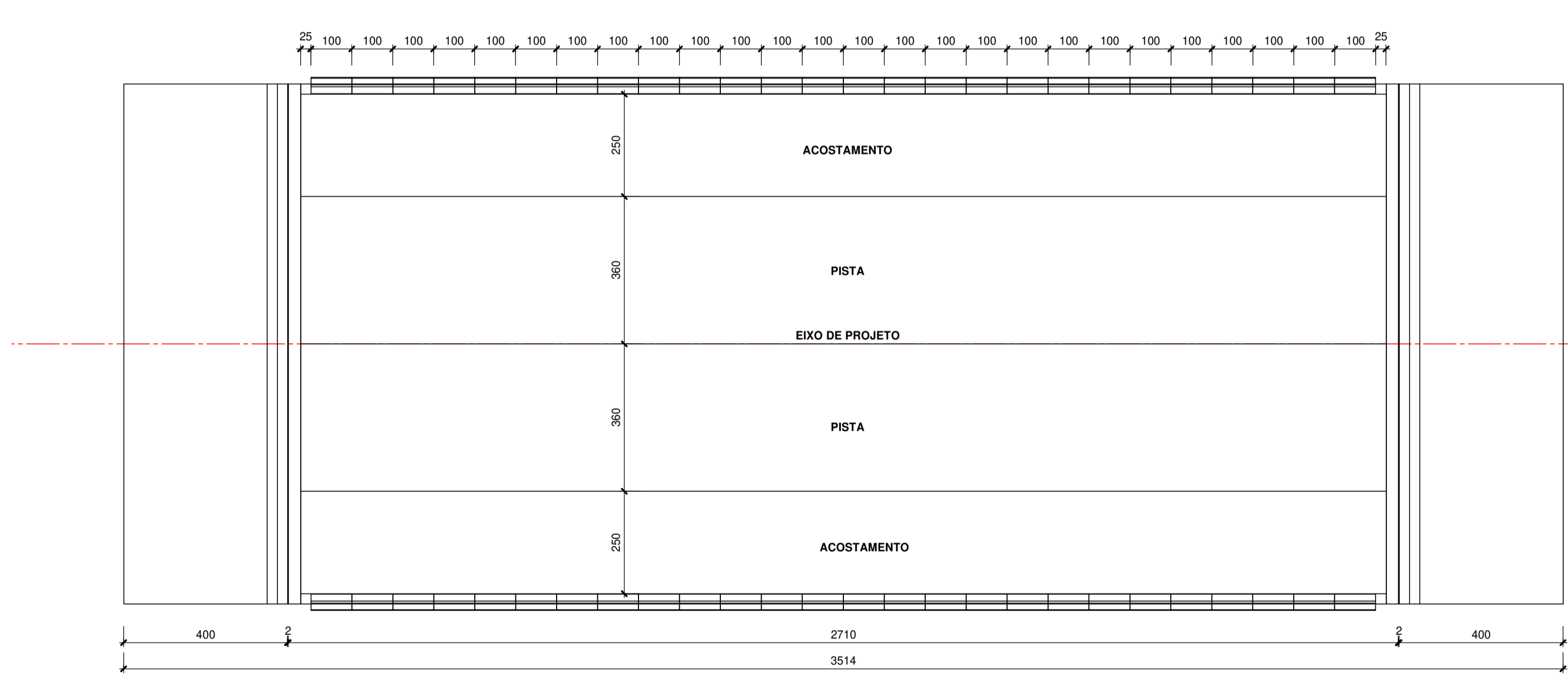
CORTE TRANSVERSAL NO VÃO (B-B)

ESCALA 1/100



VISTA SUPERIOR

ESCALA 1/100



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- ACAO CASO
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
- CONCRETO
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO = 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

- CORDOALHA NUA COM DIAMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO Po=192kN. POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,0mm/mm.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTENCIA DO CONCRETO $f_{ck} > 0,95 \times f_{ck}$ (ks= coeficientes estatísticos conforme NBR), NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

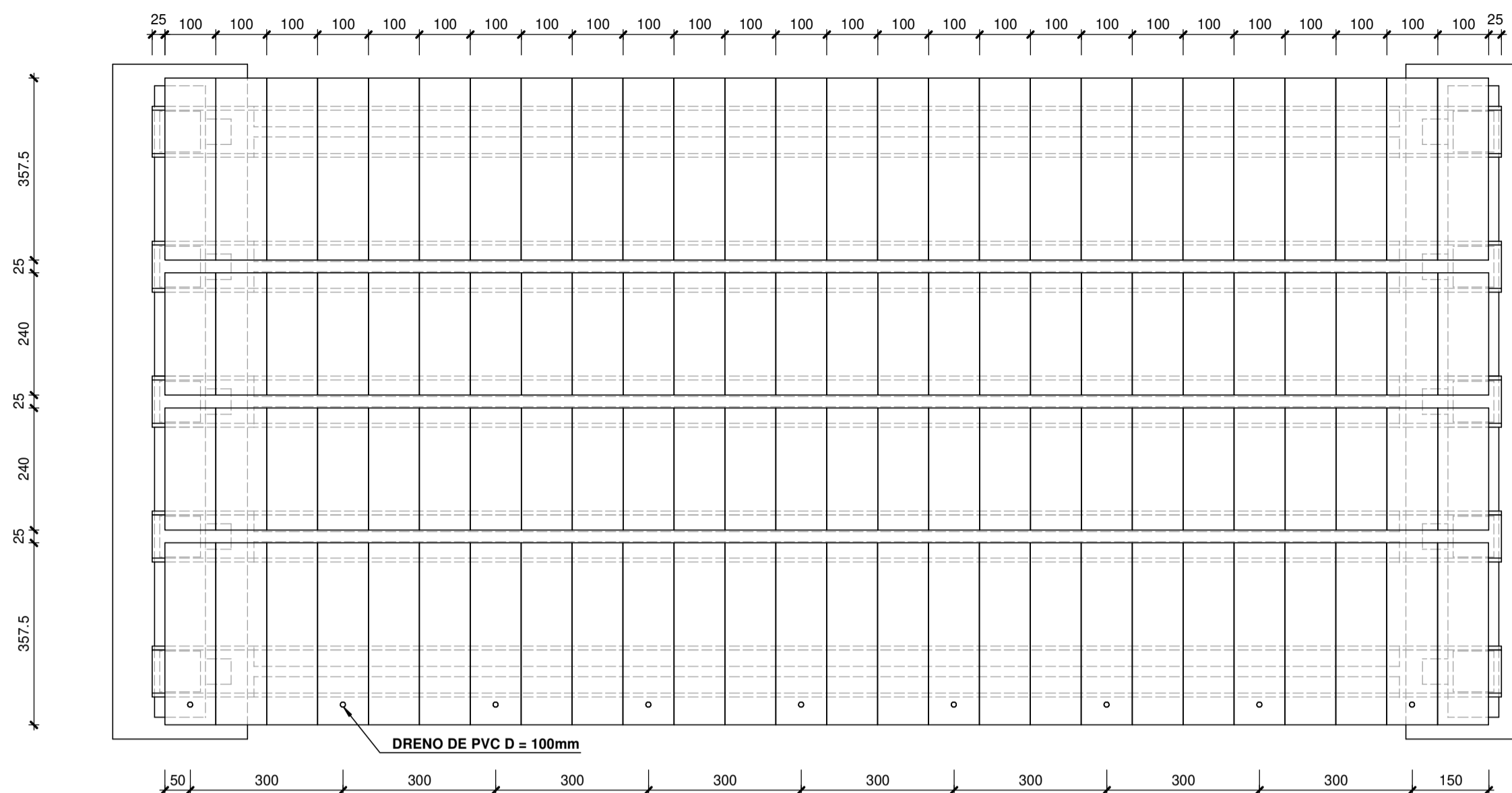
OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIARIAS.

- DNIT/2004 - PUBLICAÇÃO PPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
- NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
- NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
- NBR 6681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
- NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIARIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
- NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
- NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO: Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales)	
INDICADA	SEGMENTO: km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO: 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF PERFIL LONGITUDINAL, SEÇÃO TRANSVERSAL E VISTA SUPERIOR	FOLHA: 02/09

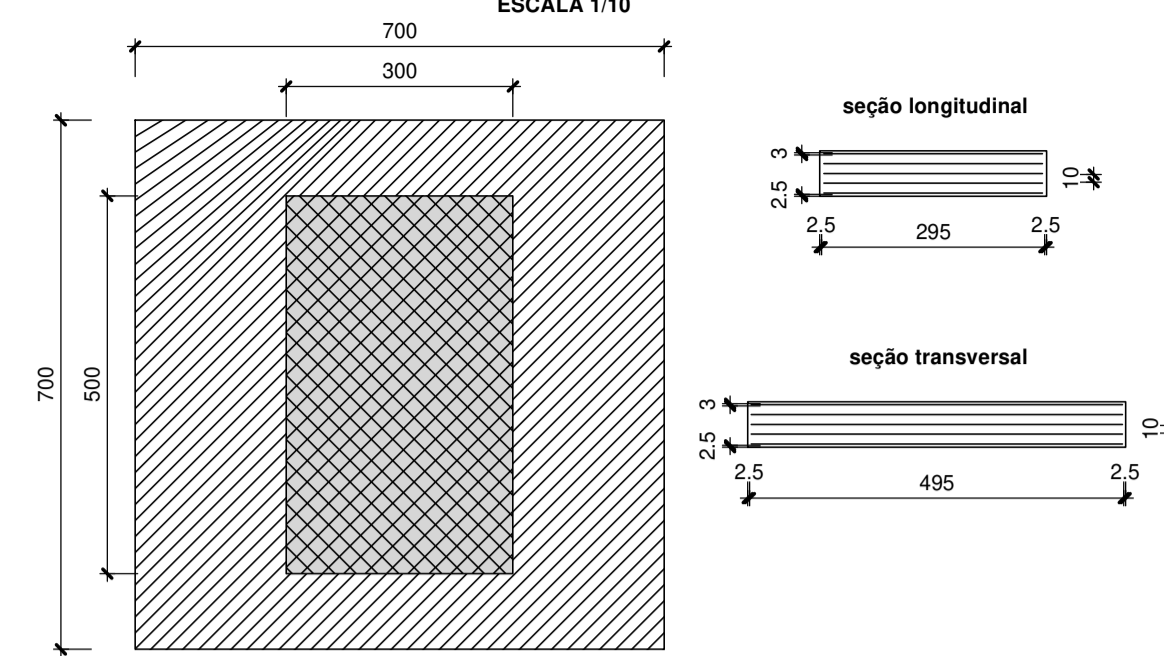
LOCAÇÃO DAS LAJOTAS

ESCALA 1/100



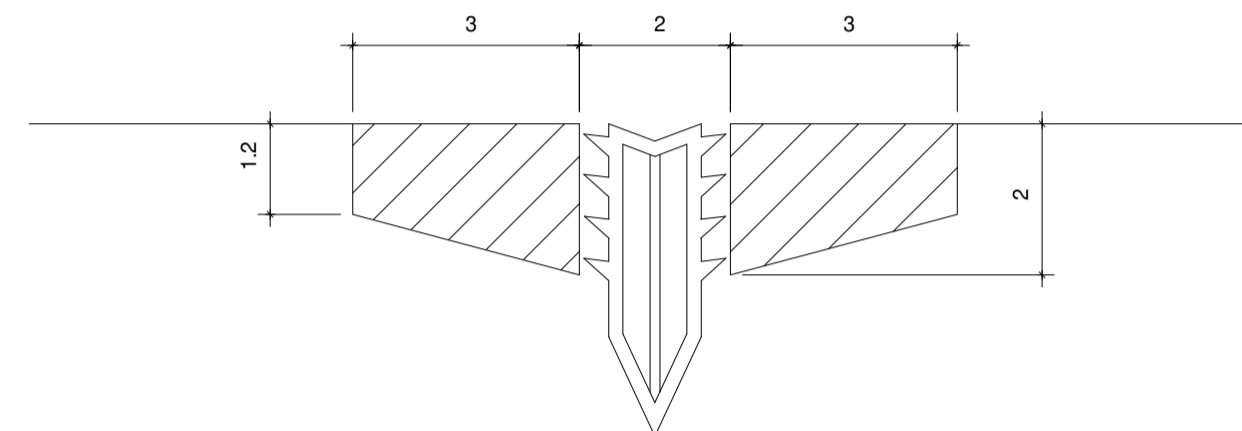
APARELHO DE APOIO (dimensões em mm)

ESCALA 1/10



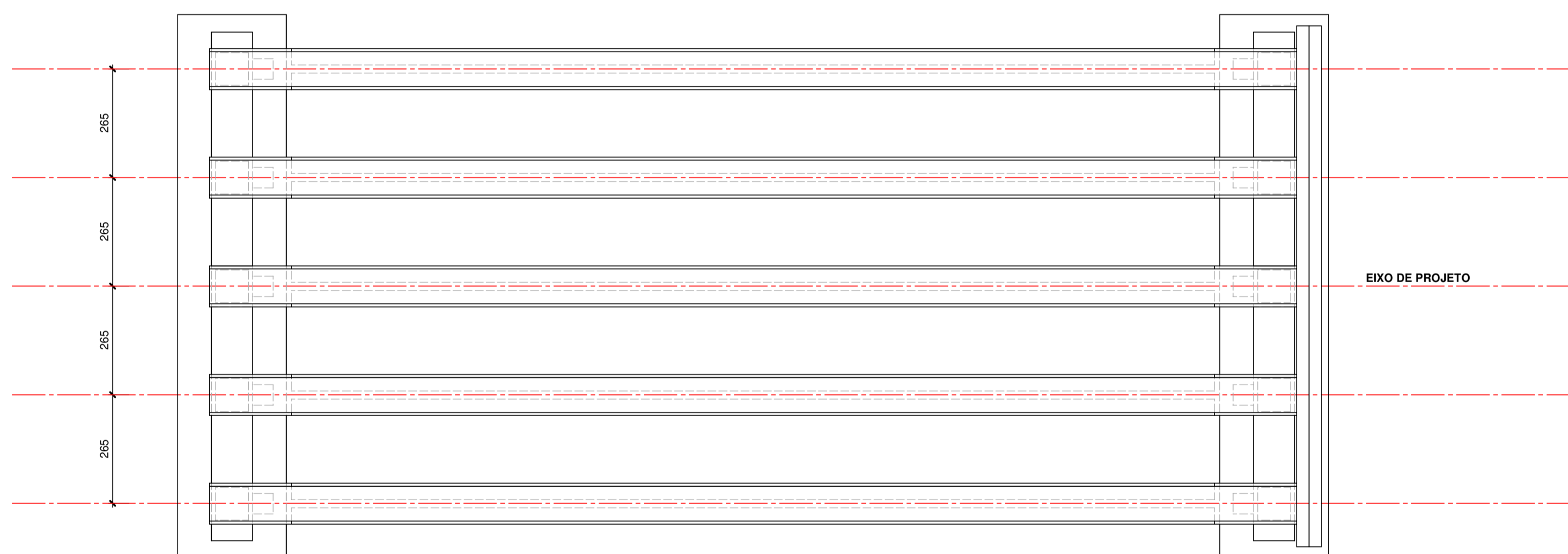
DETALHE JUNTA JEENE 2030vv OU SIMILAR

ESCALA 1:1



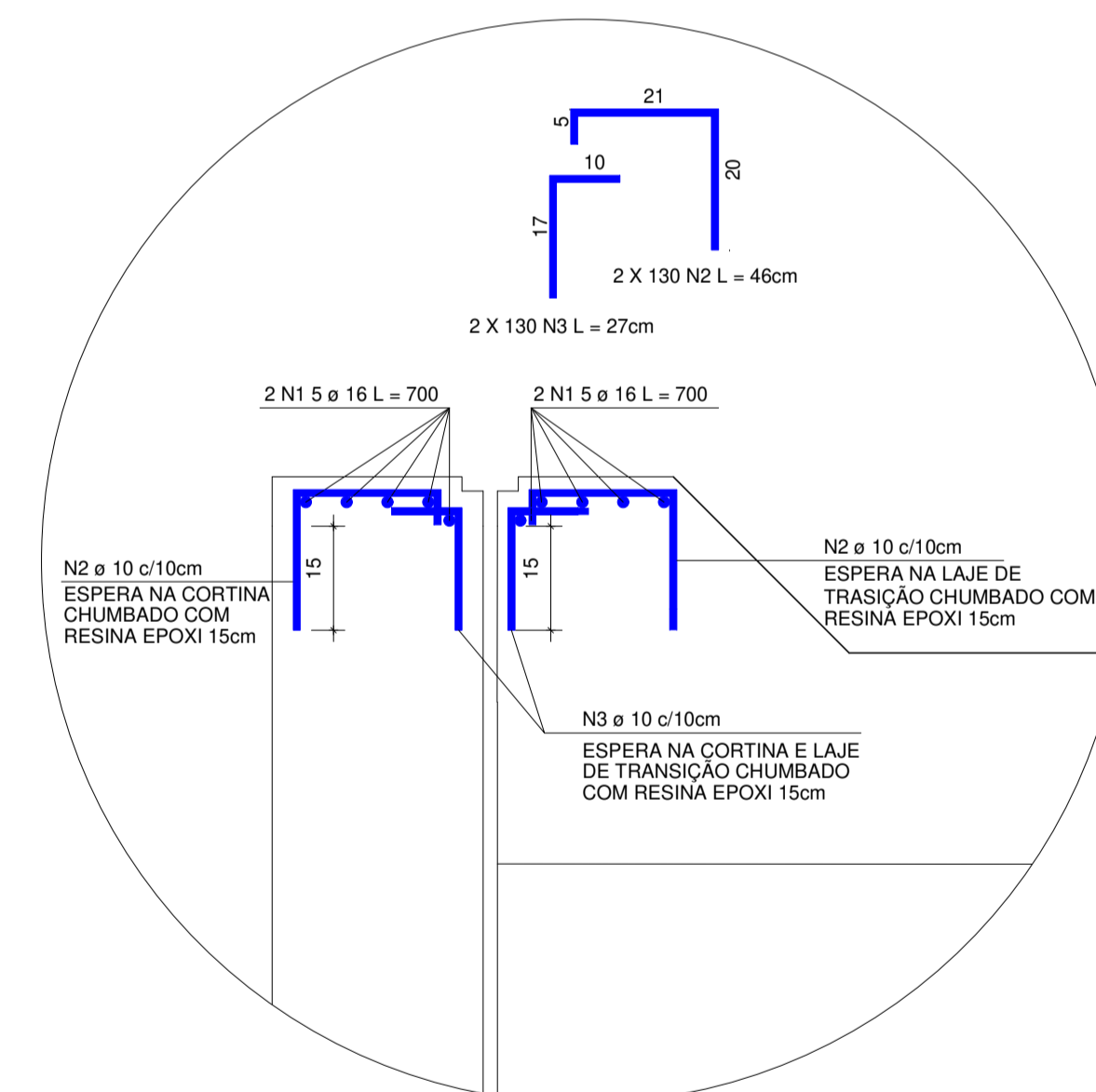
LOCAÇÃO DAS LONGARINAS

ESCALA 1/100



DETALHE BERÇO DE APROXIMAÇÃO

ESCALA 1:10



LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

ESCALA 1/100

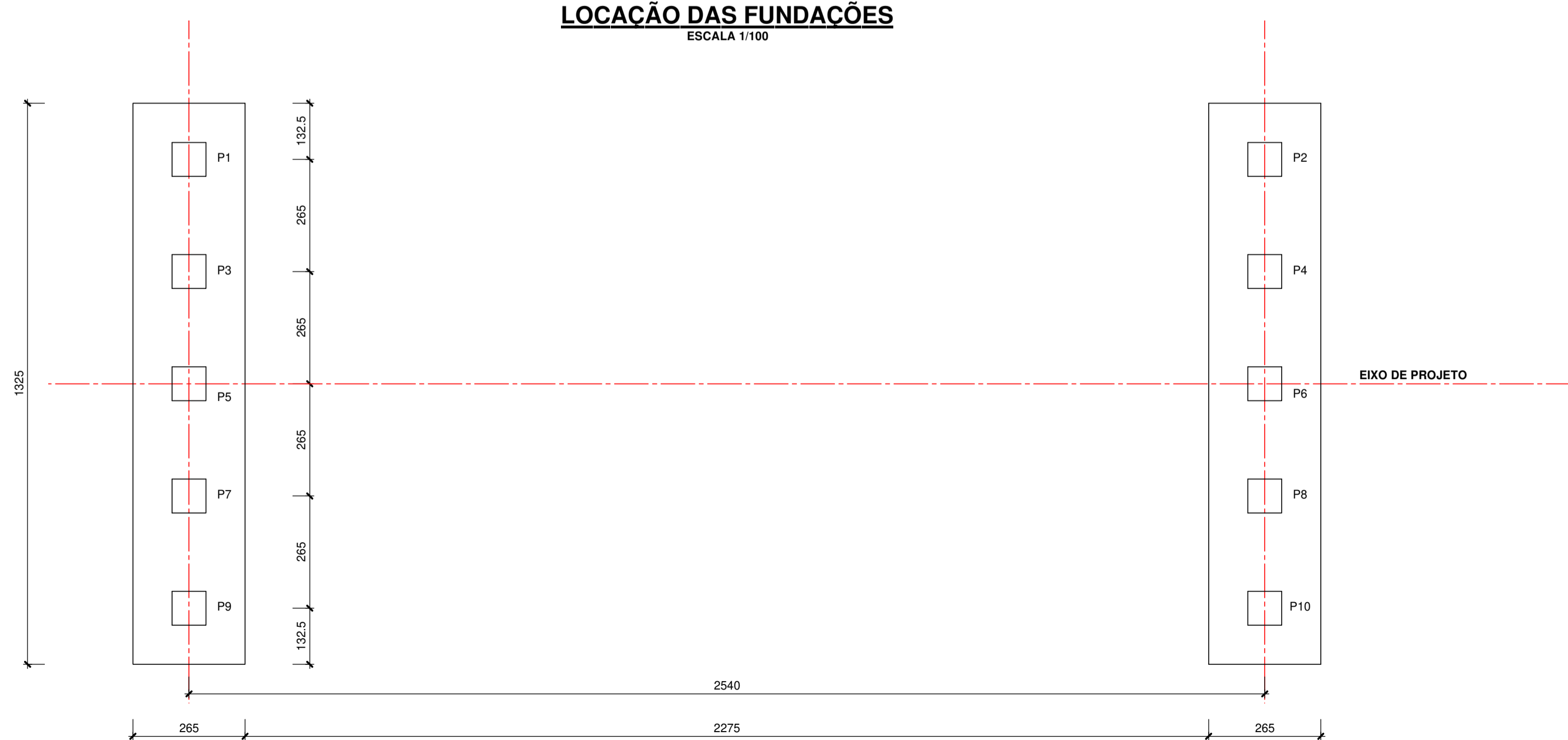


TABELA DE AÇO BERÇO DE APROXIMAÇÃO

POS.	QTD.	ø [mm]	COMP. [m]	TOTAL [m]	PESO [kg]
1	40	16	7,00	280,00	441,84
2	520	10	0,46	239,20	147,59
3	520	10	0,27	140,40	86,63

VOLUME DE CONCRETO PARA UMA OBRA = 1,10 m³
 PESO DE AÇO PARA UMA OBRA = 676,06 kg

NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- ACÇO AÇO CA50 AÇO CP - 190 RB
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm COBRIMENTO PILARES: 4,0cm COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa) SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa) MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
- CLASSE: T145
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

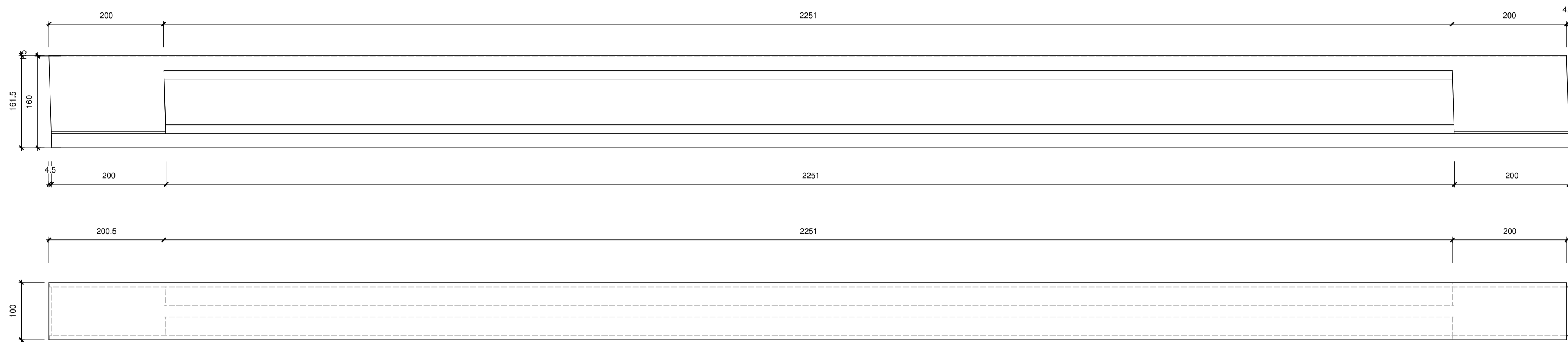
- CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO Po=192kN. POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,6mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO f_{ck}=0,95 x f_{ck} x k_s (k_s= coeficientes estatísticos conforme NBR.). NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

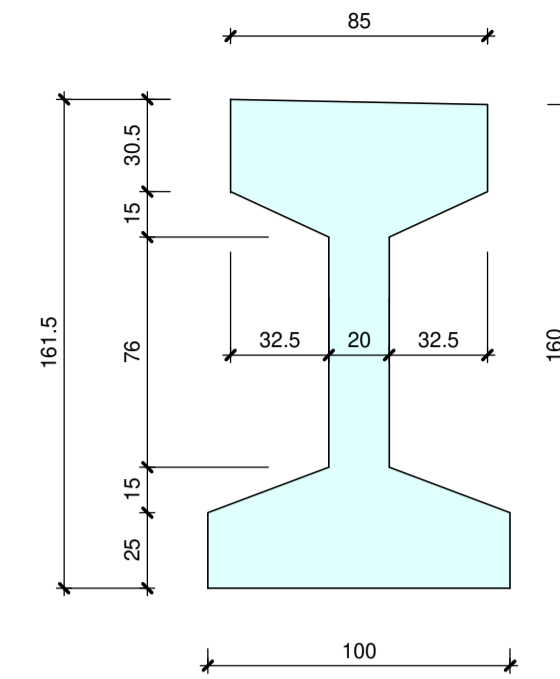
- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO : km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BR F LOCAÇÃO DAS LONGARINAS, LOCAÇÃO DAS LAJOTAS E DRENOS E LOCAÇÃO DA FUNDAÇÃO	FOLHA: 03/09

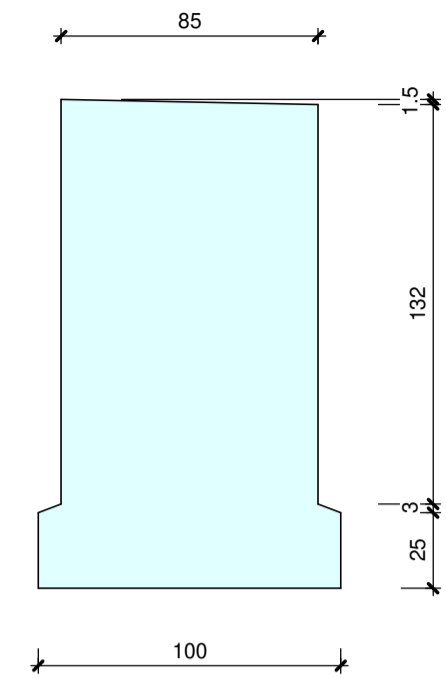
LONGARINA (5x)
ESCALA 1/50



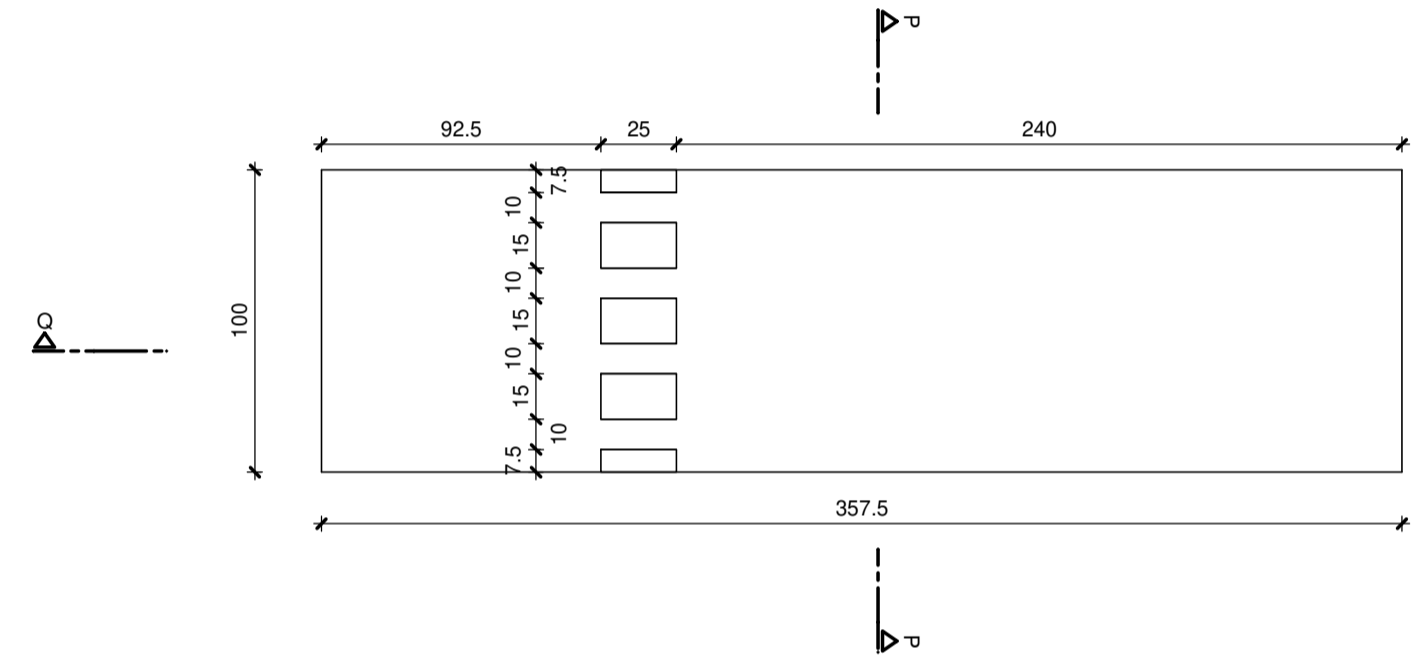
CORTE NN
ESCALA 1/25



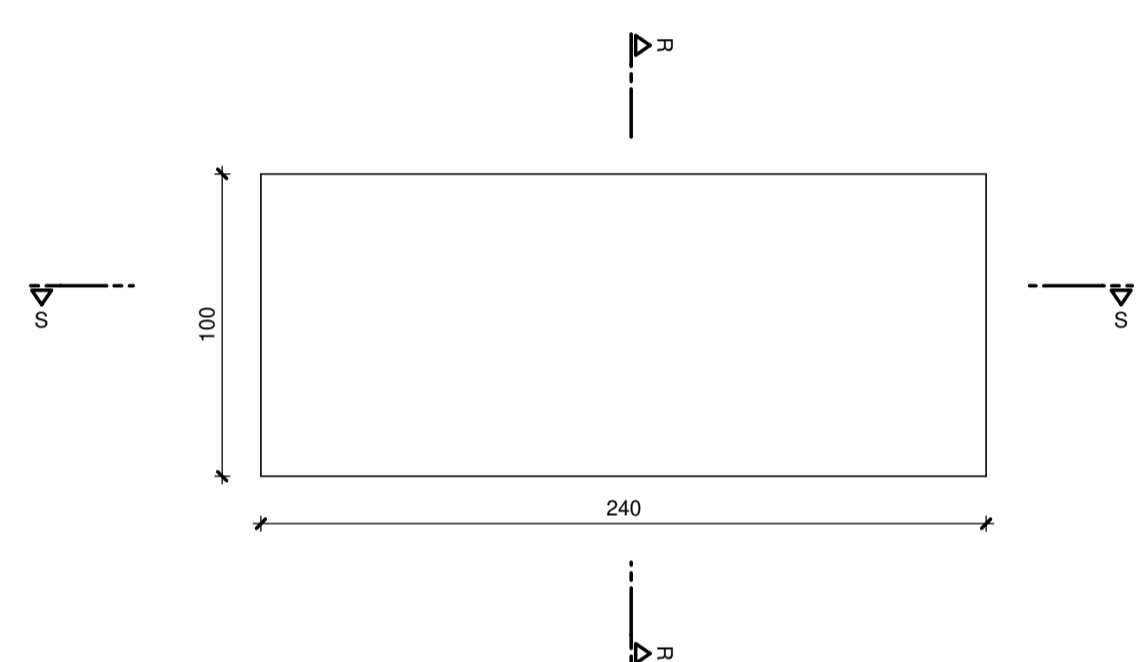
CORTE KK
ESCALA 1/25



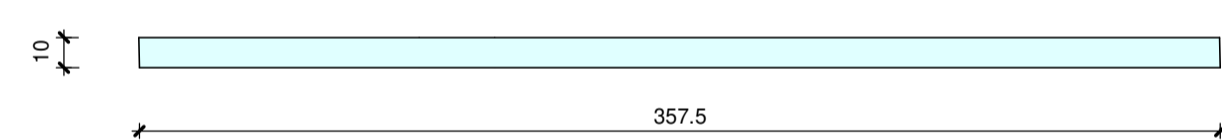
LAJOTA EXTERNA (52x)
ESCALA 1/25



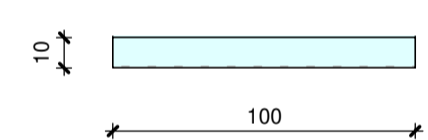
LAJOTA INTERNA (52x)
ESCALA 1/25



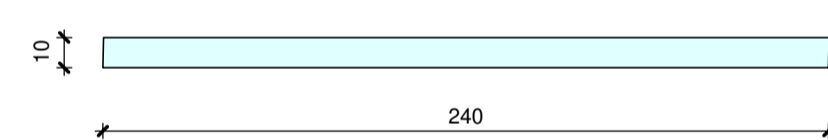
CORTE P-P



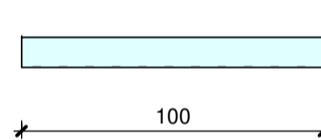
CORTE Q-Q



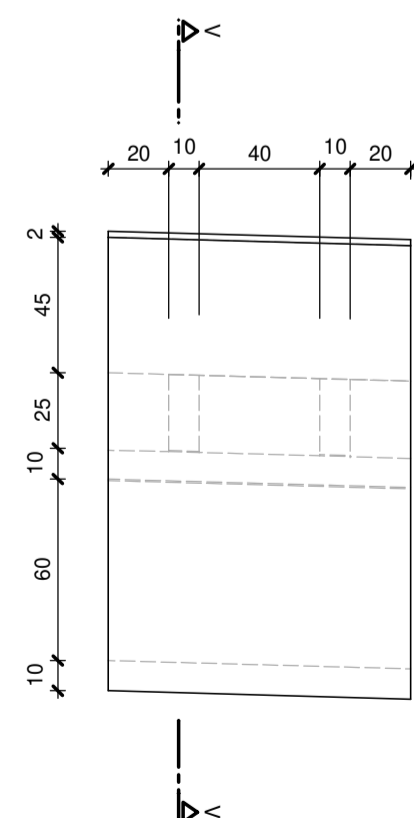
CORTE R-R



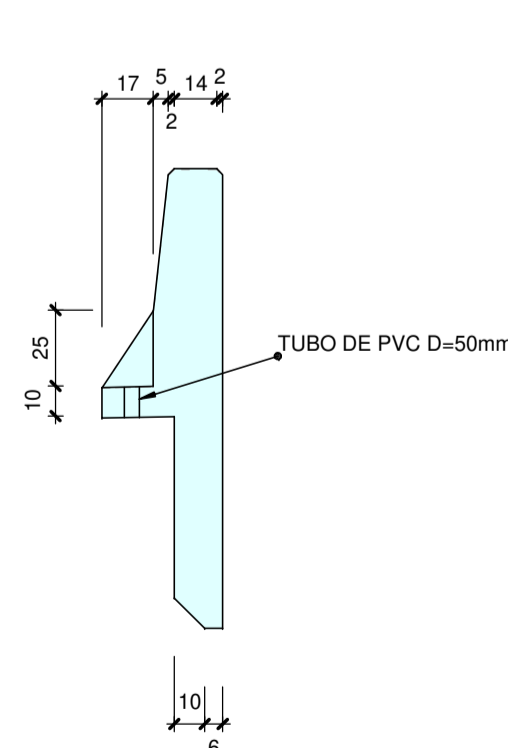
CORTE S-S



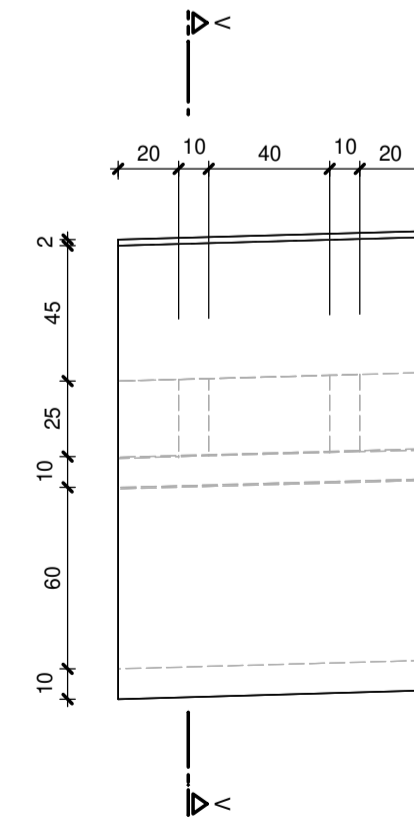
GUARDA RODAS LE (26x)
ESCALA 1/25



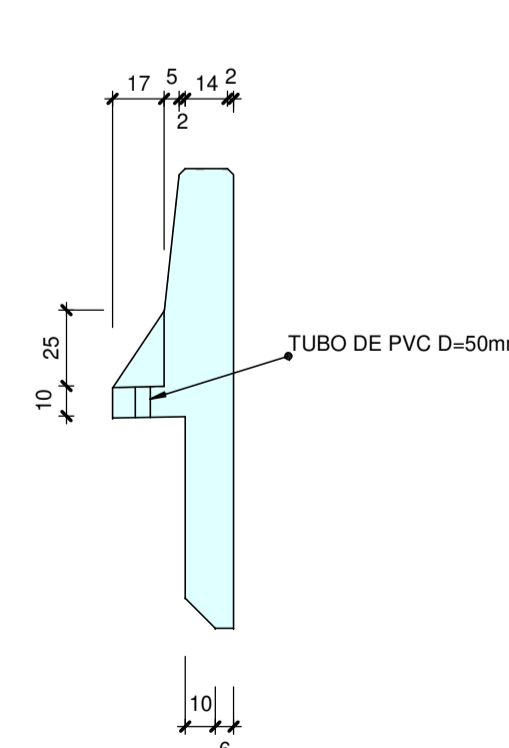
CORTE V-V



GUARDA RODAS LD (26x)
ESCALA 1/25



CORTE V-V



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- ACO
ACO CA50
ACO CP - 190 RB
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
COBRIMENTO LONGARINAS: 5,0cm
COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO
LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa)
MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSAO MINIMA NECESSARIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

- CORDOALHA NUA COM DIAMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO P₀=192kN. POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITARIO TEORICO DE 7,0mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTENCIA DO CONCRETO (f_{ct}>=0,95 x f_{ck} x k_s (k_s= coeficientes estatísticos conforme NBR), NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

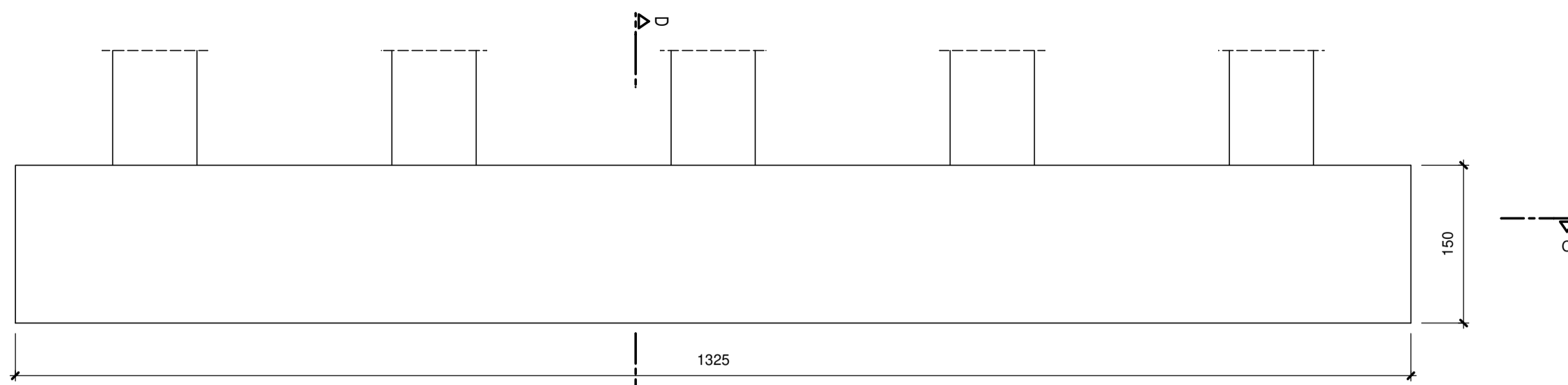
NORMAS:

- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇAS NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRE-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales)	
INDICADA	SEGMENTO : km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF	FOLHA:
SET.2019	FORMAS LONGARINA, LAJOTAS E GUARDA RODAS	04/09

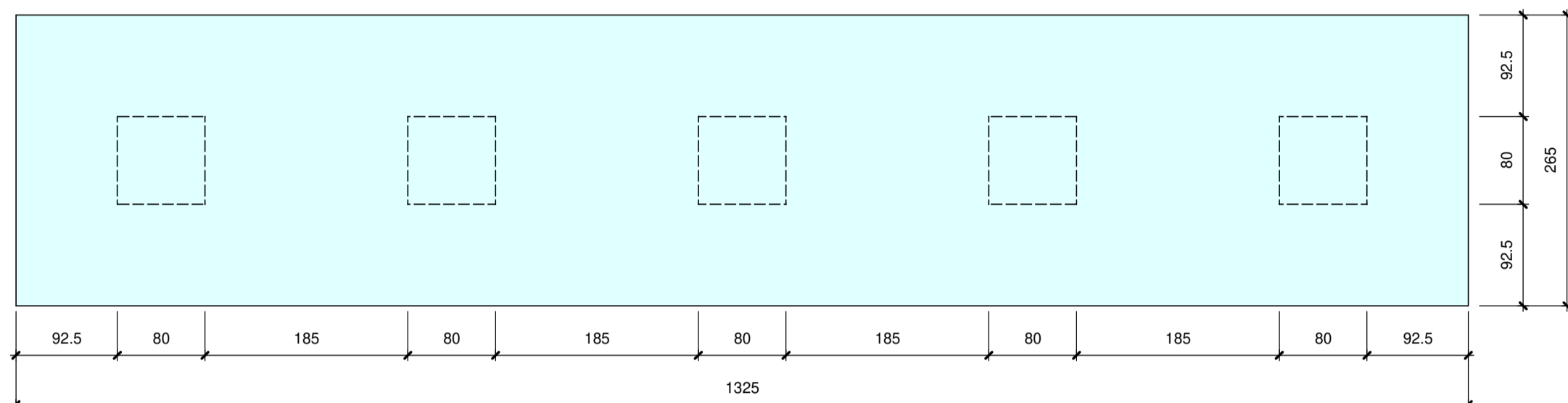
SAPATA - ELEVACÃO (2x)

ESCALA: 1/50



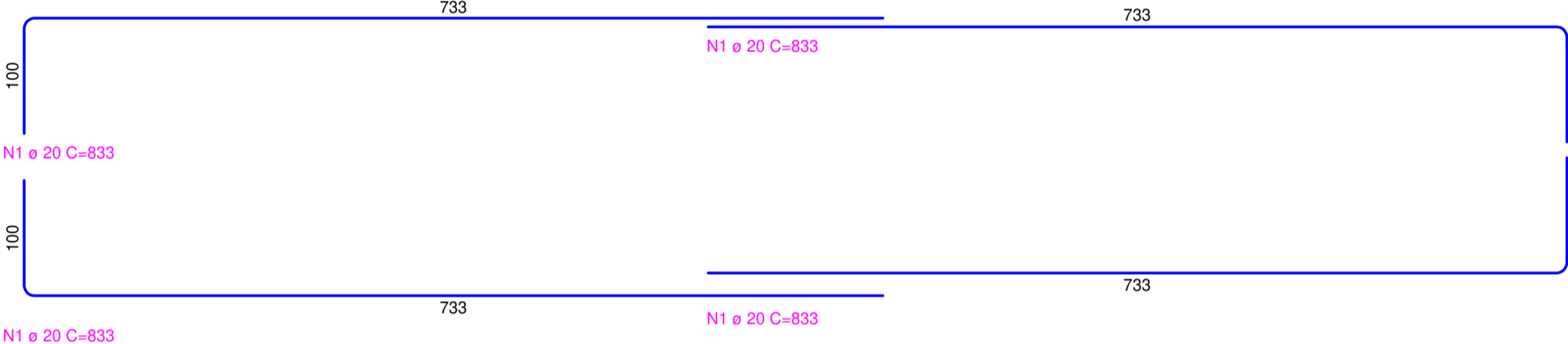
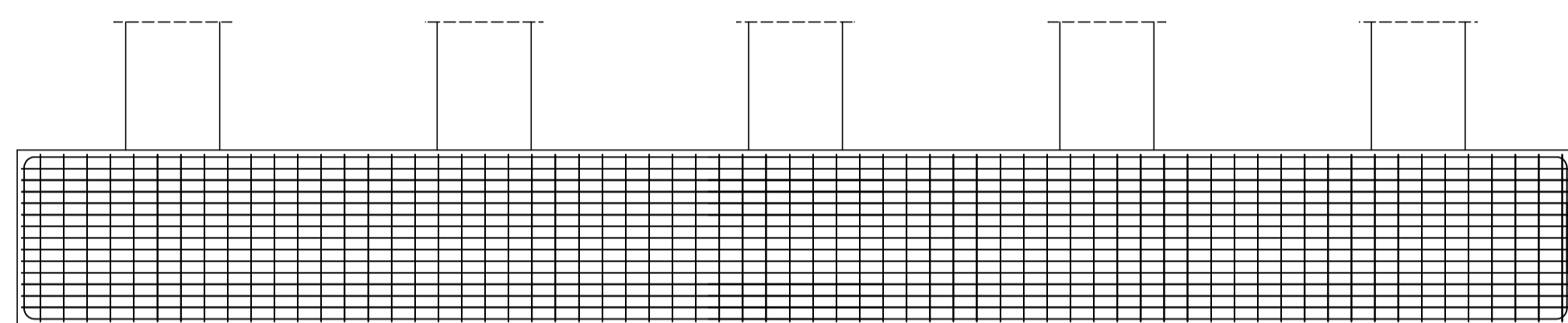
CORTE C-C

ESCALA: 1/50



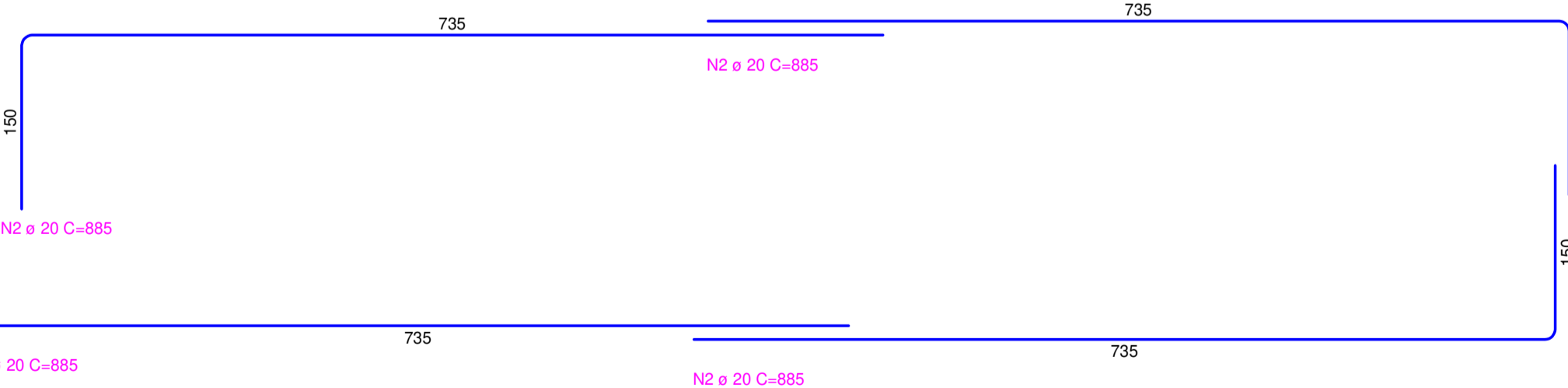
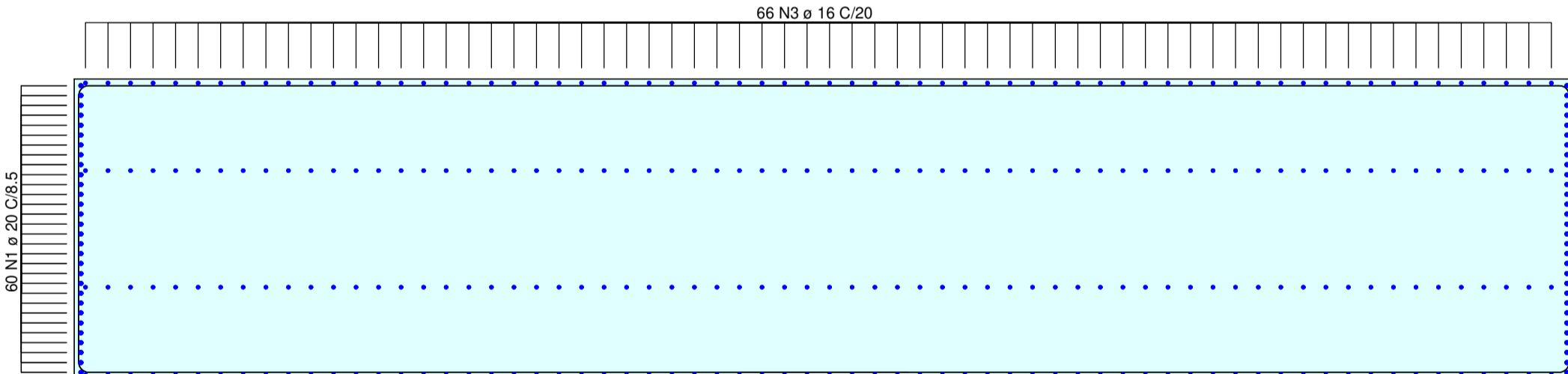
SAPATA - ARMADURAS - ELEVACÃO (2x)

ESCALA: 1/50



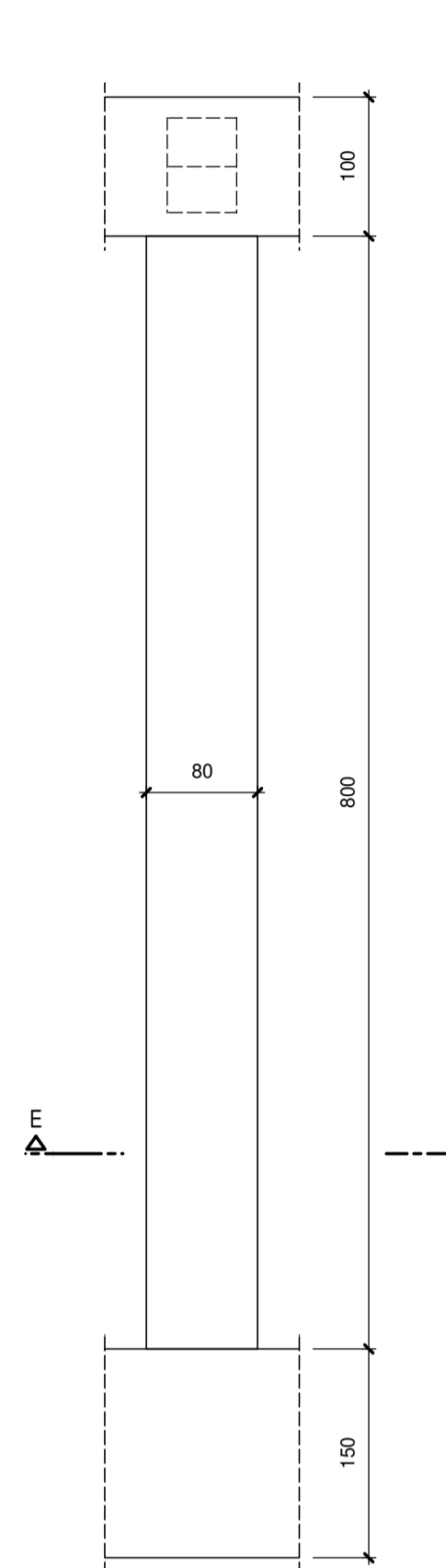
CORTE C-C

ESCALA: 1/50



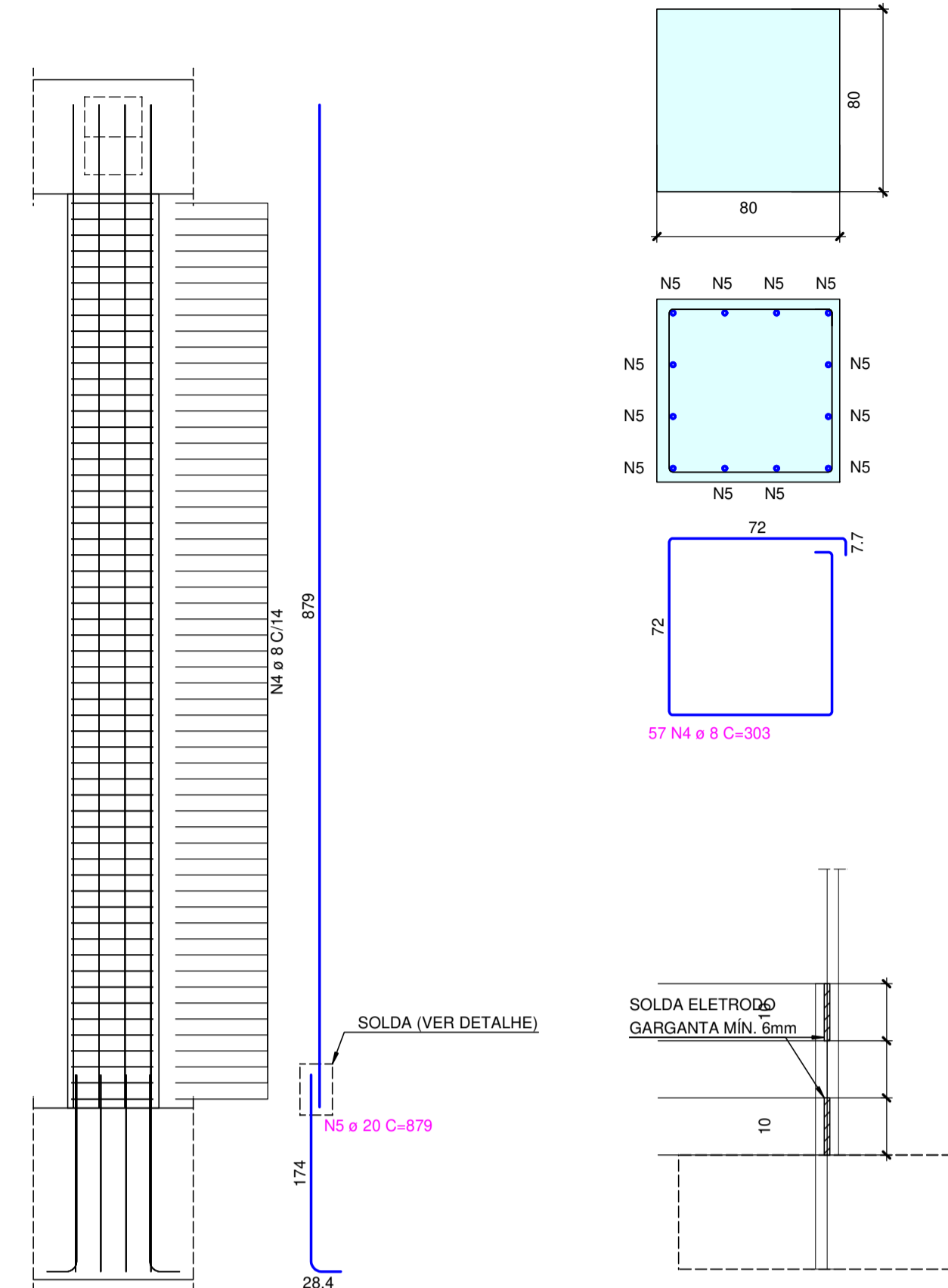
PILAR (10x)

ESCALA: 1/50



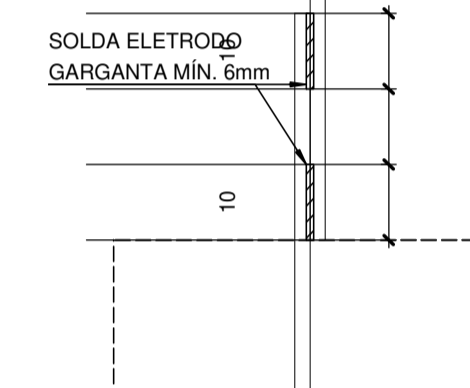
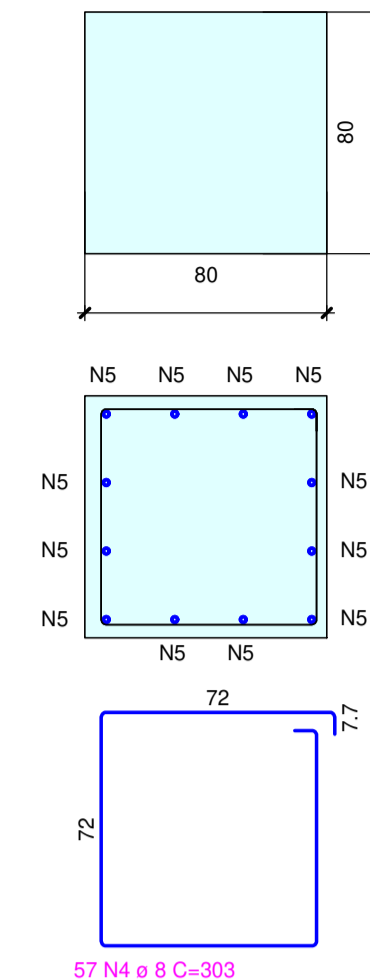
DETALHAMENTO PILAR (10x)

ESCALA: 1/50



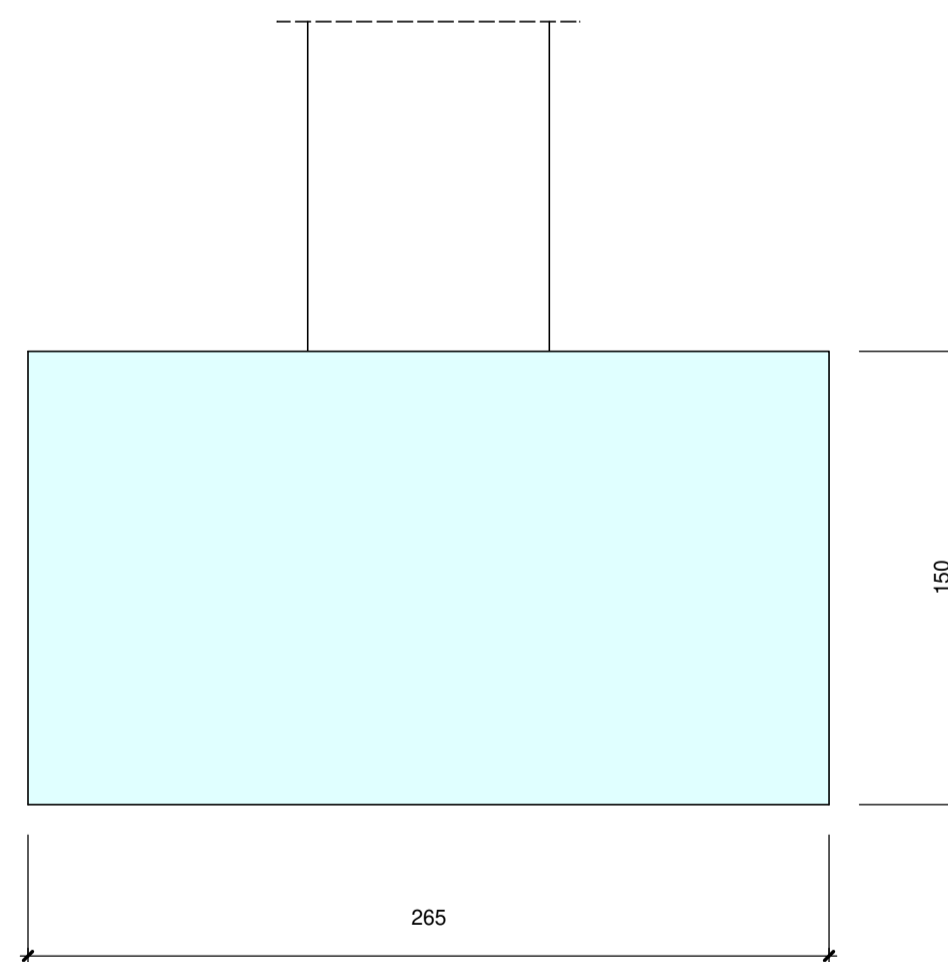
CORTE E-E

ESCALA: 1/25



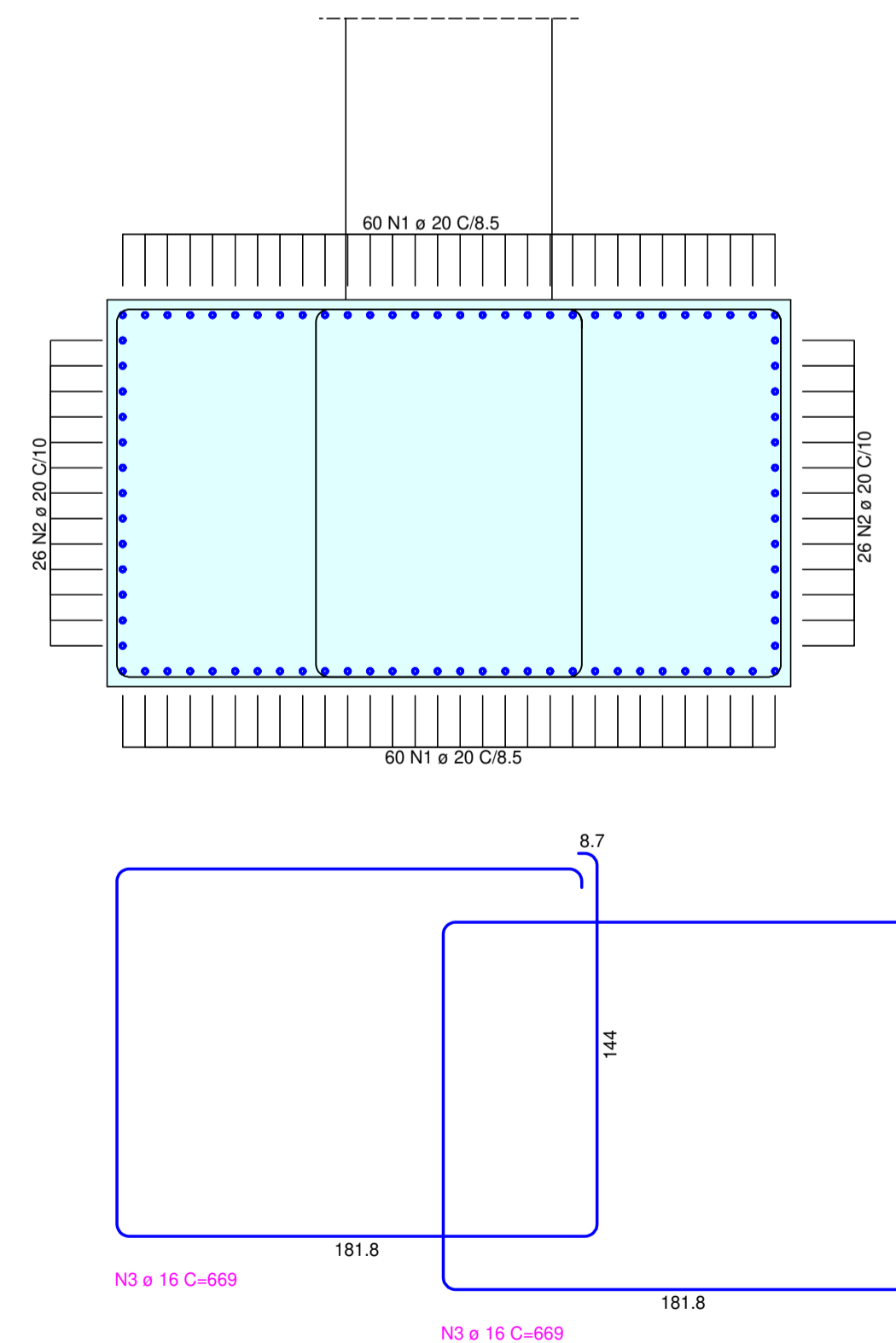
CORTE D-D

ESCALA: 1/25



CORTE D-D

ESCALA: 1/25



QUADRO DE AÇO PARA UMA SAPATA

Marca	Pçs	ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
1	120	20	8.33	CA-50		999.60	2465.01
2	52	20	8.85	CA-50		460.20	1134.85
3	132	16	6.69	CA-50		883.08	1393.50

Peso de aço para uma sapata: 4993.36
Peso de aço para duas sapatas: 9986.72

QUADRO DE AÇO PARA UM PILAR

Marca	Pçs	ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
4	57	8	3.03	CA-50		172.71	68.22
5	12	20	8.79	CA-50		105.48	260.11
6	12	20	2.02	CA-50		24.24	59.78

Peso de aço para um pilar: 388.11
Peso de aço para dez pilar: 3881.10

NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- AÇO CA50
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
- COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
- COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
- COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
- COBRIMENTO DE MAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO
- LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
- SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa)
- MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO: < 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSAO MINIMA NECESSARIA PARA A FUNDACAO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

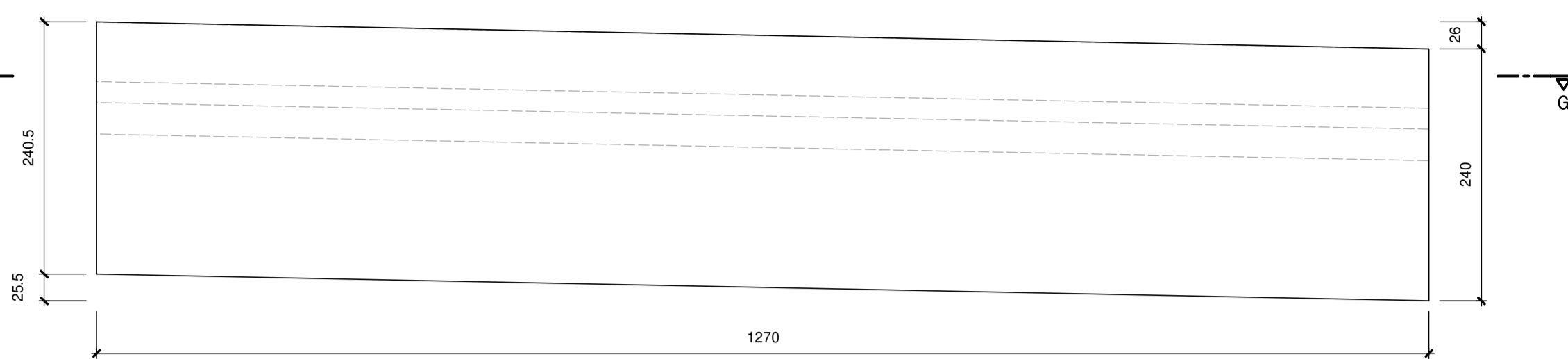
- CORDALHA NUA COM DIAMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO F₀=92%N. POR CORDALHA.
- ALONGAMENTO UNITARIO TEORICO DE 7,9mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTENCIA DO CONCRETO f_{ct}=0,95 x f_{ck} x k_s (k_s= coeficientes estatísticos conforme NBR.). NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

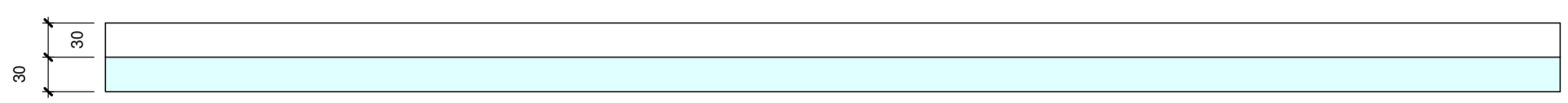
- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DE MAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDACÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRE-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130	
INDICADA	TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales)	
	SEMENTO : km 69+190 - km 97+270	
	EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF	FOLHA:
SET.2019	DETALHAMENTO SAPATA E PILAR	05/09

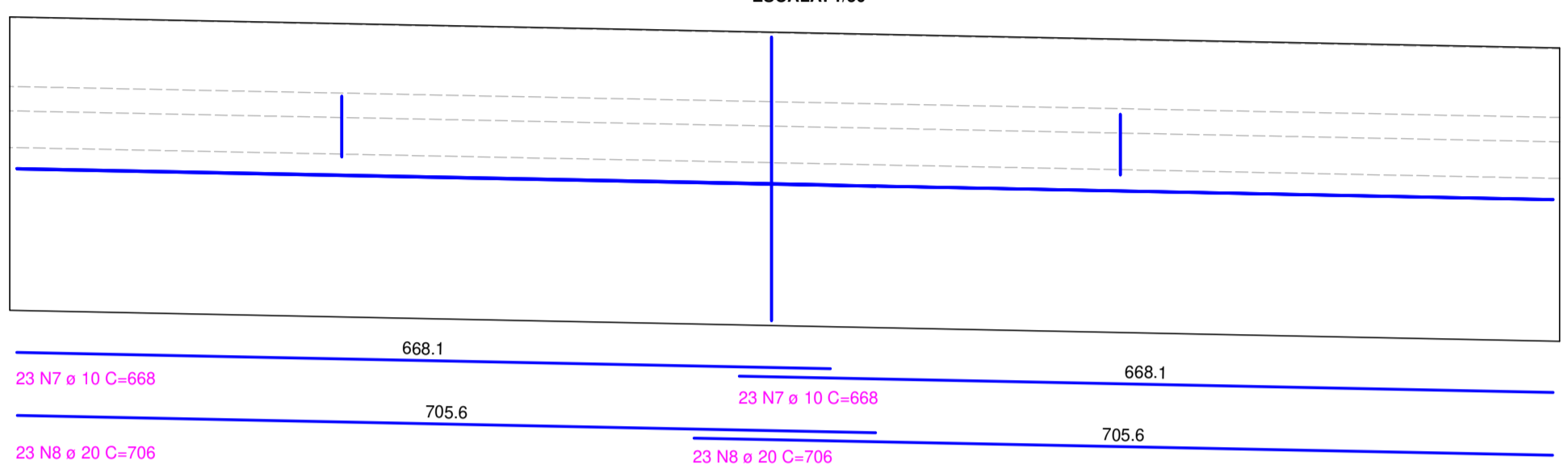
CORTINA - ELEVACÃO (2x)
ESCALA: 1/50



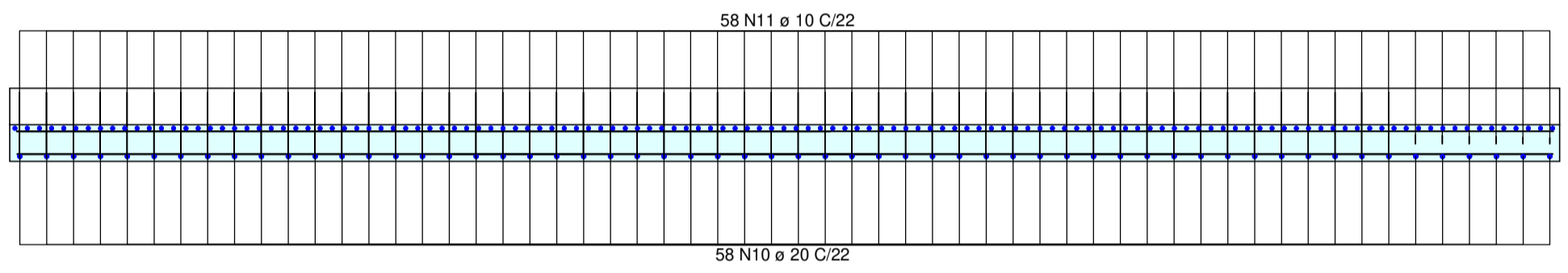
CORTE G-G
ESCALA: 1/50



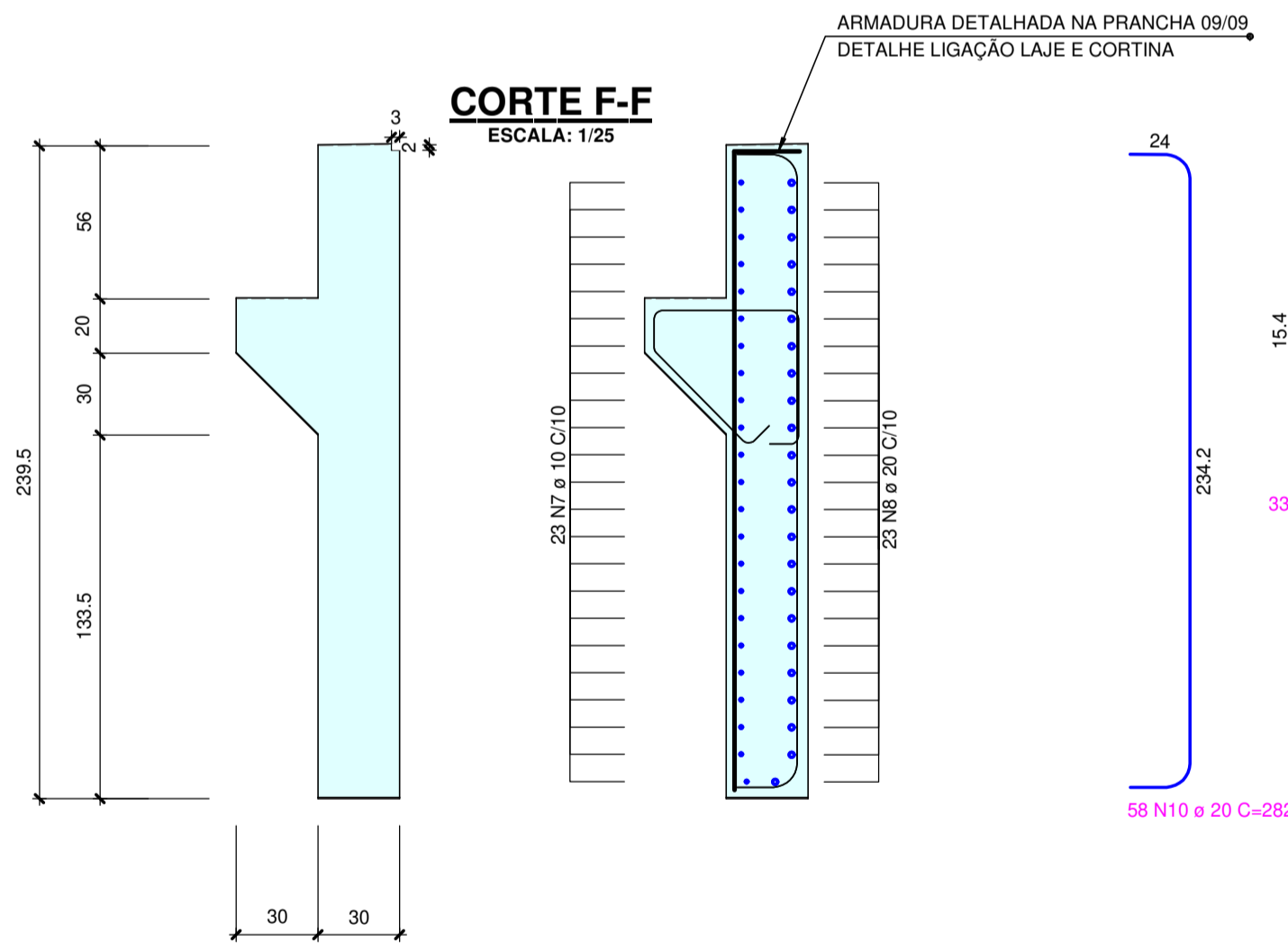
CORTINA - ARMADURAS - ELEVACÃO (2x)
ESCALA: 1/50



CORTE G-G
ESCALA: 1/50



CORTE F-F
ESCALA: 1/25



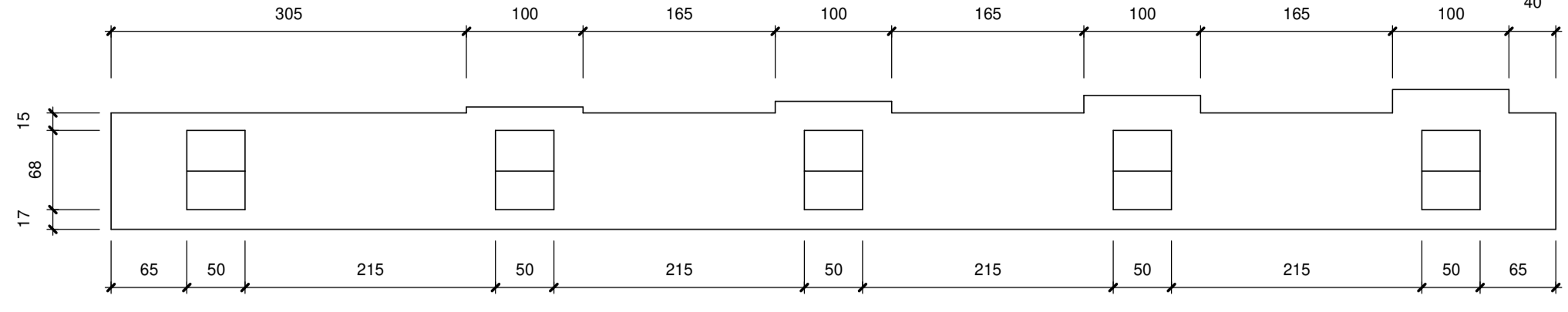
ARMADURA DETALHADA NA PRANCHA 09/09
DETALHE LIGAÇÃO LAJE E CORTINA

QUADRO DE AÇO PARA UMA CORTINA

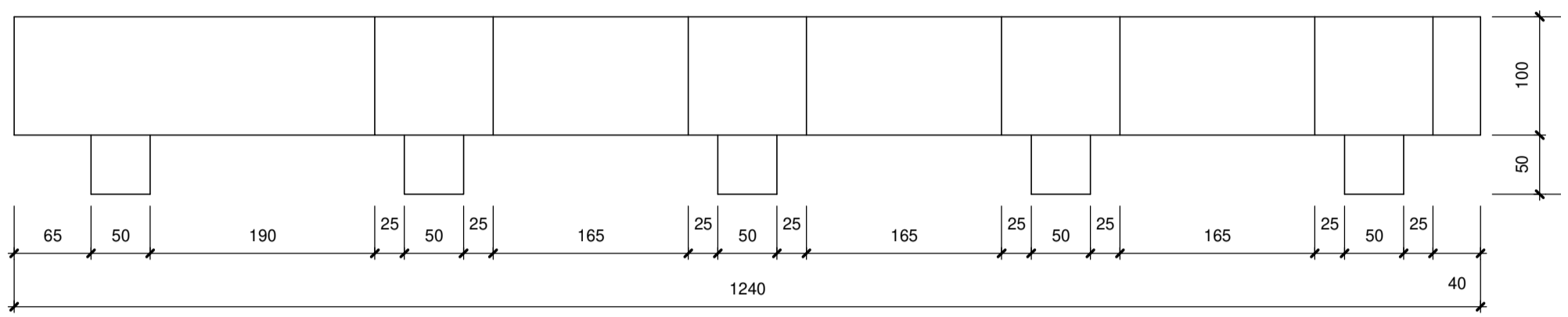
Marca	Pçs	ø [mm]	Compr. Unitario [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
7	92	10	6.68	CA-50	668.1	614.56	379.18
8	46	20	7.06	CA-50	705.6	324.76	800.86
10	58	20	2.82	CA-50	234.2	163.56	403.34
11	58	10	1.93	CA-50	111.94	111.94	69.07

Peso de aço para uma cortina: 1652.45
Peso de aço para duas cortina: 3304.90

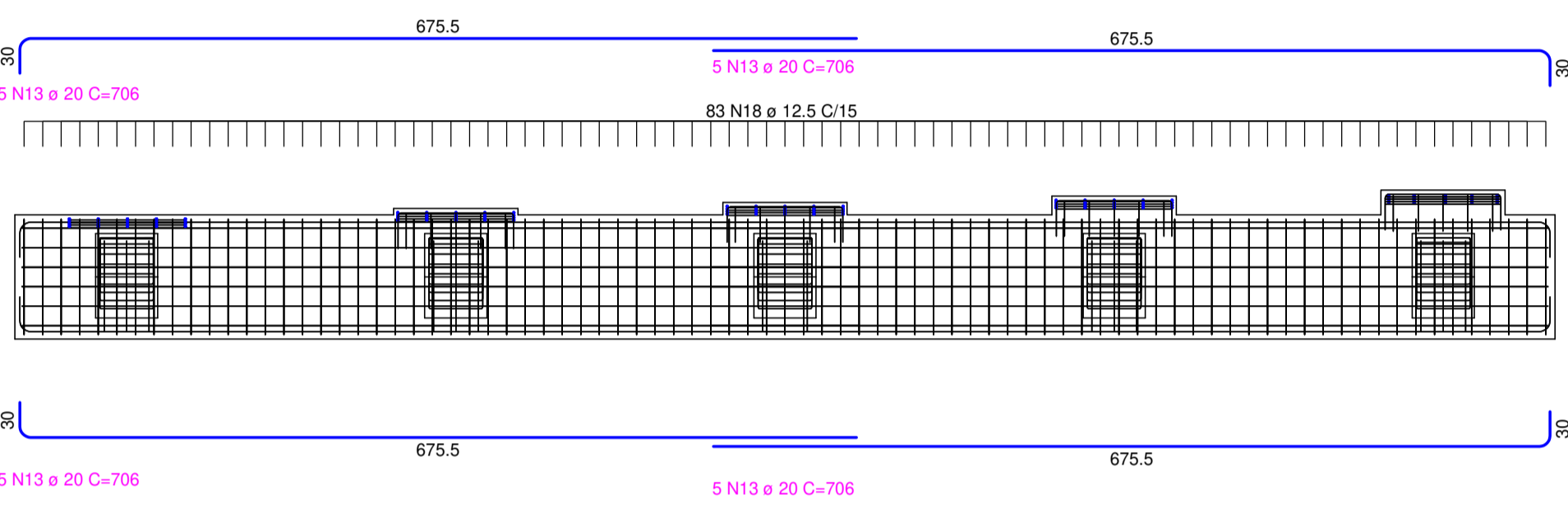
TRAVESSA - ELEVACÃO (2x)
ESCALA: 1/50



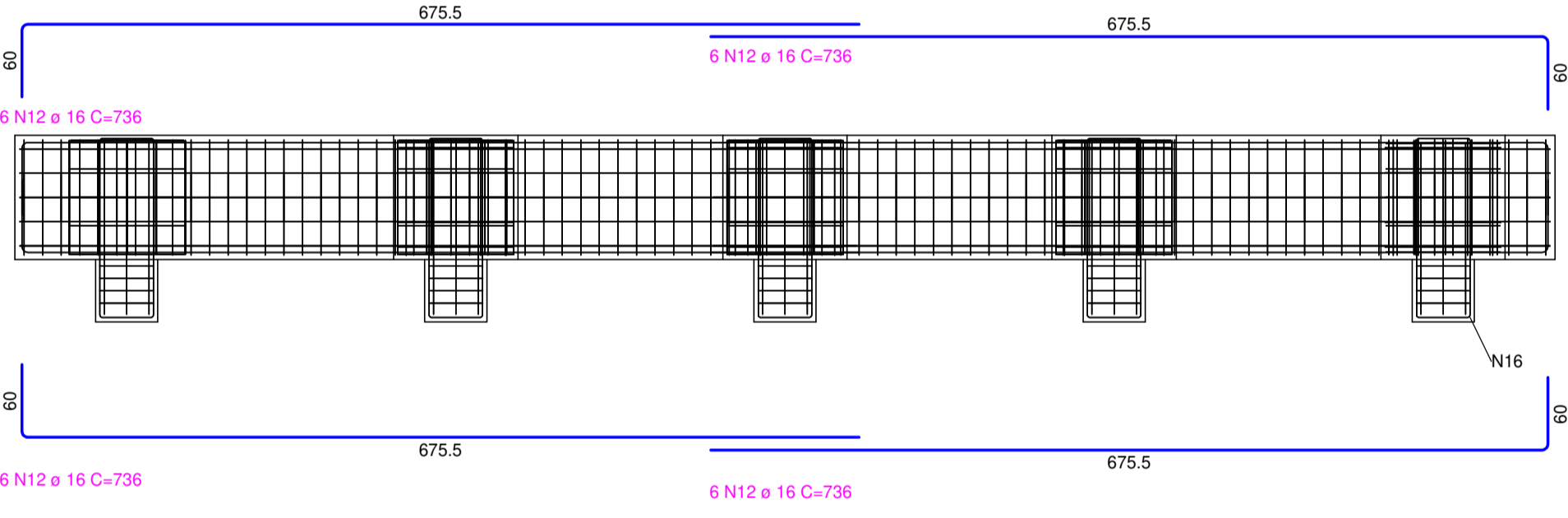
TRAVESSA - VISTA SUPERIOR (2X)
ESCALA: 1/50



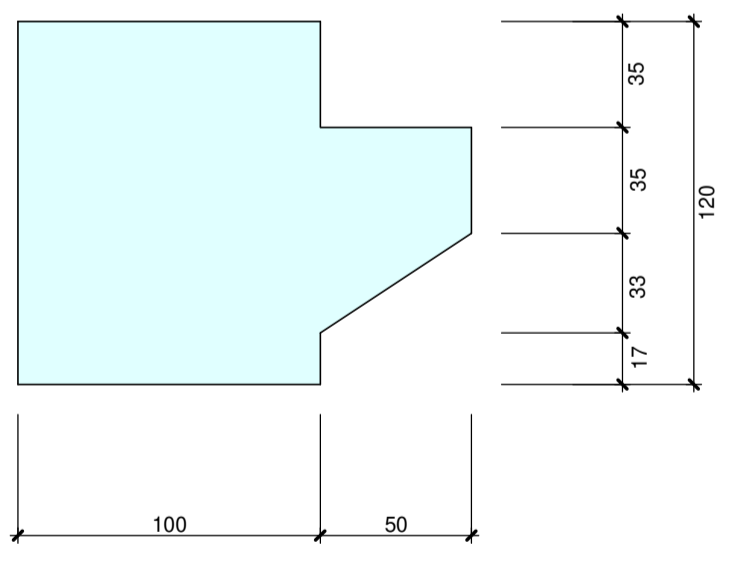
DETALHAMENTO TRAVESSA (2x)
ESCALA: 1/50



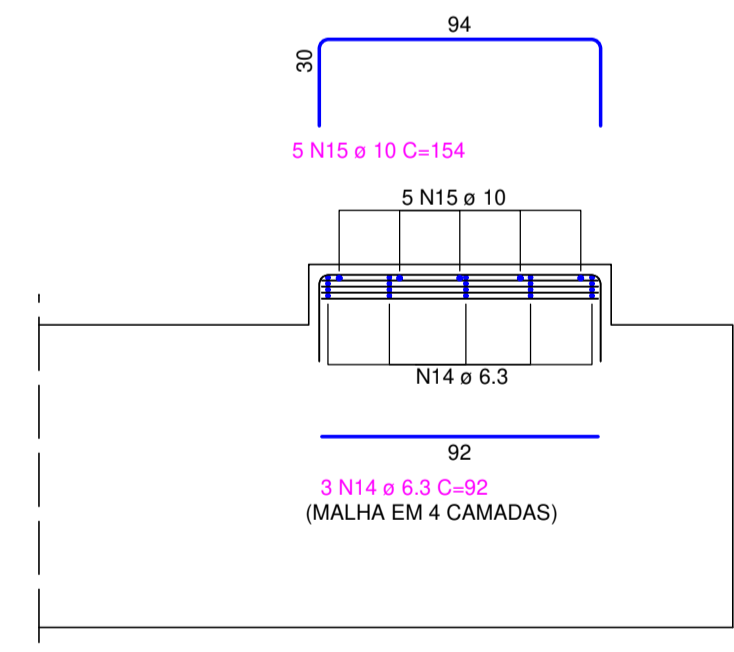
TRAVESSA - ARMADURAS - VISTA SUPERIOR (2X)
ESCALA: 1/50



TRAVESSA - ARMADURAS - VISTA SUPERIOR (2X)
ESCALA: 1/25



FRETAGEM - ARMADURAS ELEVACÃO (5X)
ESCALA: 1/25



Forma	Número	Comprimento a [cm]	Comprimento Barra simple [cm]	Comprimento Total [cm]
20.1	5	38.2	181	905
20.2	5	44.8	194	970
20.3	5	51.4	207	1035
20.4	5	58	220	1100

Adicionar comprimentos = 40.100 m

QUADRO DE AÇO - TRAVESSA

Marca	Pçs	ø [mm]	Compr. Unitario [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
12	24	16	7.36	CA-50	675.5	176.64	278.74
13	20	20	7.06	CA-50	675.5	141.20	348.20
14	200	6.3	0.92	CA-50	92	184.00	45.08
15	40	10	1.54	CA-50	94	61.60	38.01
16	20	10	3.98	CA-50	145	79.60	49.11
17	15	20	3.13	CA-50	17.8	46.95	115.78
18	166	12.5	3.38	CA-50	8.6	561.08	540.32
19	10	25	0.44	CA-50	44	4.40	16.95
20	20	8	-X-	CA-50	44	40.10	15.84

Peso de aço para uma travessa: 1448.03
Peso de aço para duas travessas: 2896.06

NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- ACO CA50
- ACO CP - 190 RB
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
- COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
- COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
- COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
- COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO
- LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
- SUPERESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO AGUA CIMENTO: 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

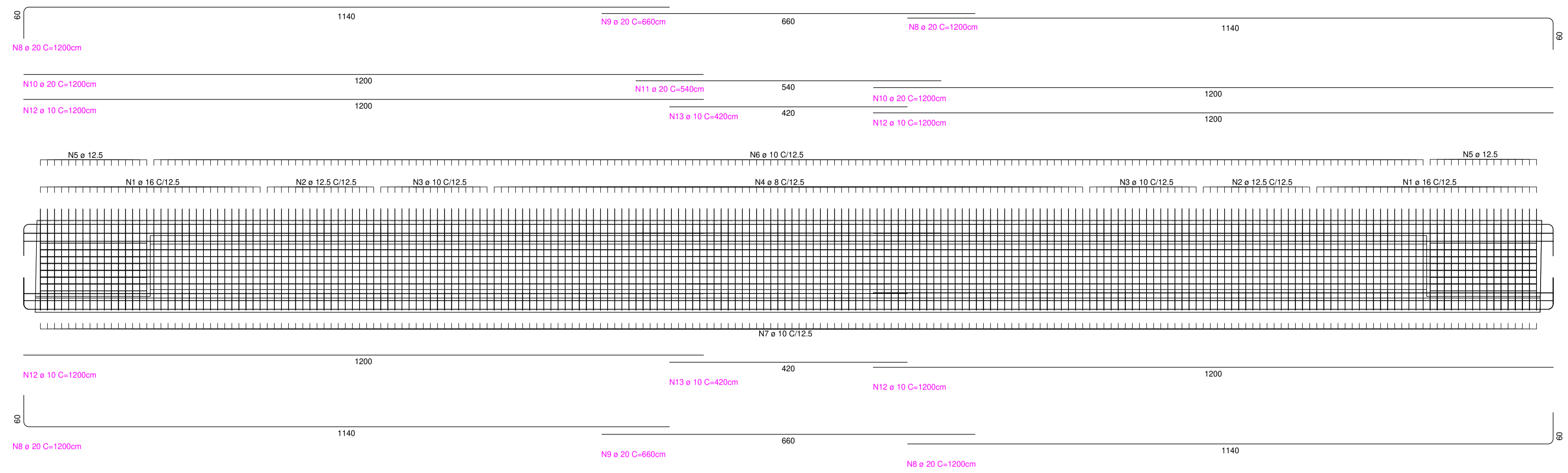
- CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO P0=152kN. POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,0mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO $f_{ck} \geq 0,95 \times f_{ck} \times k_s$ (ks= coeficientes estatísticos conforme NBR.), NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 9119/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7167/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRE-MOLDADO - ABNT.

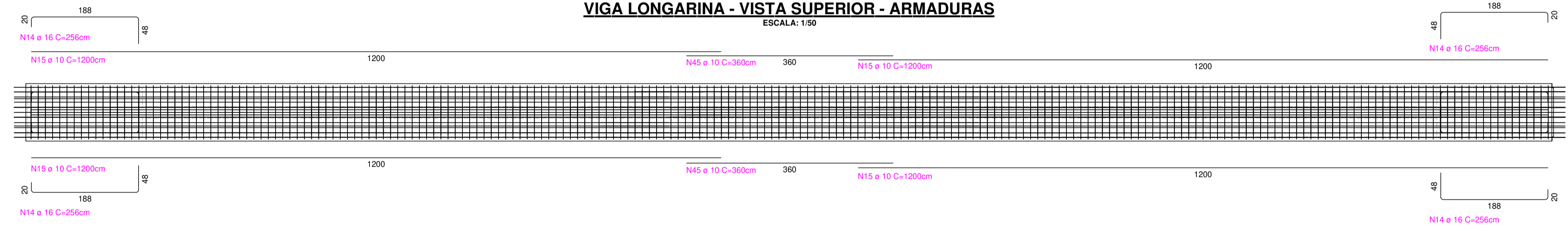
REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130	
INDICADA	TRECHO: Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales)	
	SEGMENTO: km 69+190 - km 97+270	
	EXTENSÃO: 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF	FOLHA:
SET.2019	DETALHAMENTO CORTINA E TRAVESSA	06/09

VIGA LONGARINA - ELEVÇÃO - ARMADURAS
ESCALA: 1/50



C1 - cord. CP 190 RB Ø 15,2 C = 2650cm
24 CABOS C = 63600cm - 716.77kg

VIGA LONGARINA - VISTA SUPERIOR - ARMADURAS
ESCALA: 1/50



QUADRO DE AÇO - LONGARINA

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
1	64	16	4.17	CA-50		266.88	421.14
2	32	12.5	4.17	CA-50		133.44	128.50
3	32	10	4.17	CA-50		133.44	82.33
4	84	8	4.17	CA-50		350.28	138.36
5	32	12.5	4.96	CA-50		158.72	152.85
6	180	10	2.18	CA-50		392.40	242.11
7	212	10	2.47	CA-50		523.64	323.09
8	28	20	12.00	CA-50		336.00	828.58
9	14	20	6.60	CA-50		92.40	227.86
10	4	20	12.00	CA-50		48.00	118.37
11	2	20	5.40	CA-50		10.80	26.63
12	12	10	12.00	CA-50		144.00	88.85
13	6	10	4.20	CA-50		25.20	15.55
14	32	16	2.56	CA-50		81.92	129.27
15	24	10	12.00	CA-50		288.00	177.70
16	12	10	3.60	CA-50		43.20	26.65

Peso de aço para uma longarina: 3127.84
Peso de aço para cinco longarina: 15639.20

NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- AÇO
AÇO CASO
AÇO CP - 190 RB
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO
LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
SUPERESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
- CLASSE: IT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

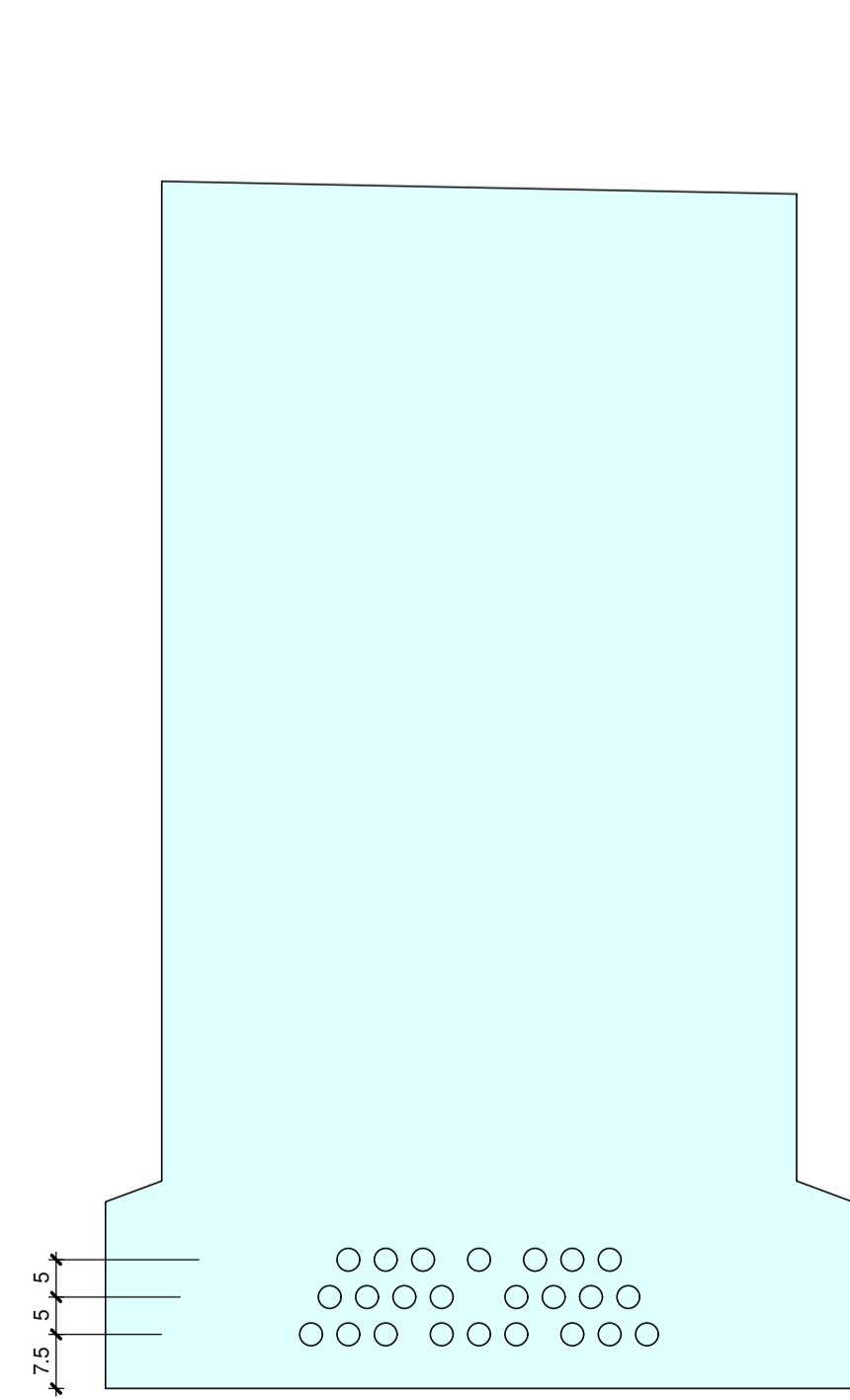
CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

- CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO P₀=192kN, POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,0mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMAÇÃO A RESISTÊNCIA DO CONCRETO f_{cd}=0,95 x f_{ck} x k_s (k_s= coeficientes estatísticos conforme NBR.). NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

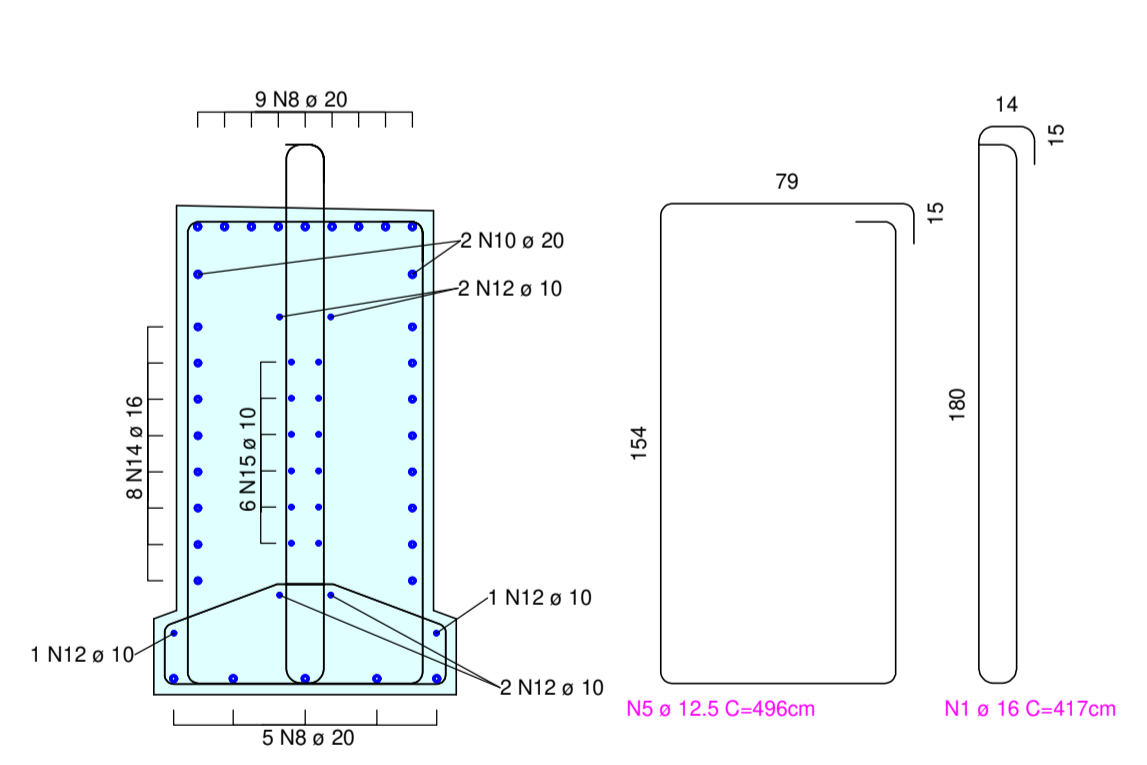
NORMAS:

- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7167/2000 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

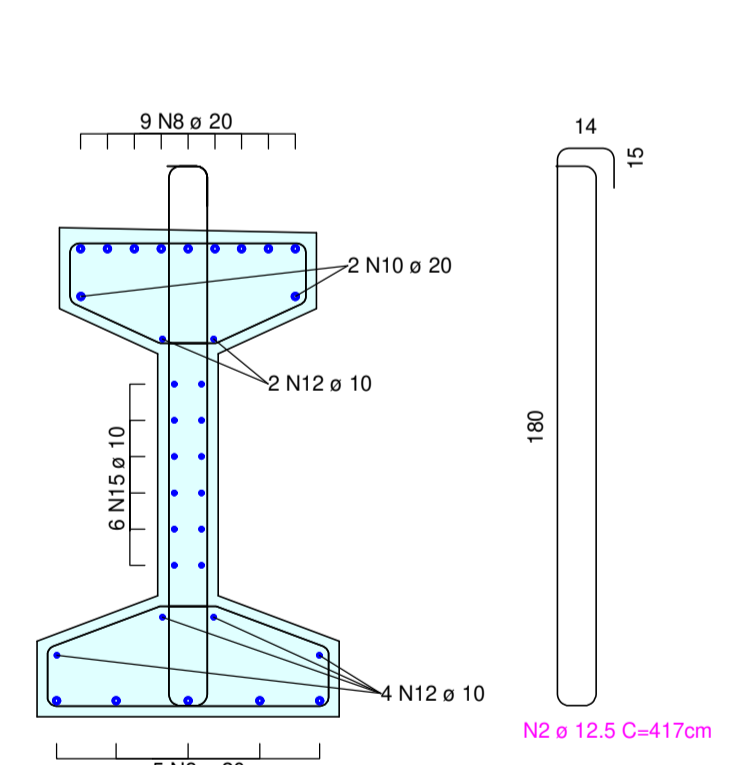
POSICÃO CABOS C01
ESCALA: 1/10



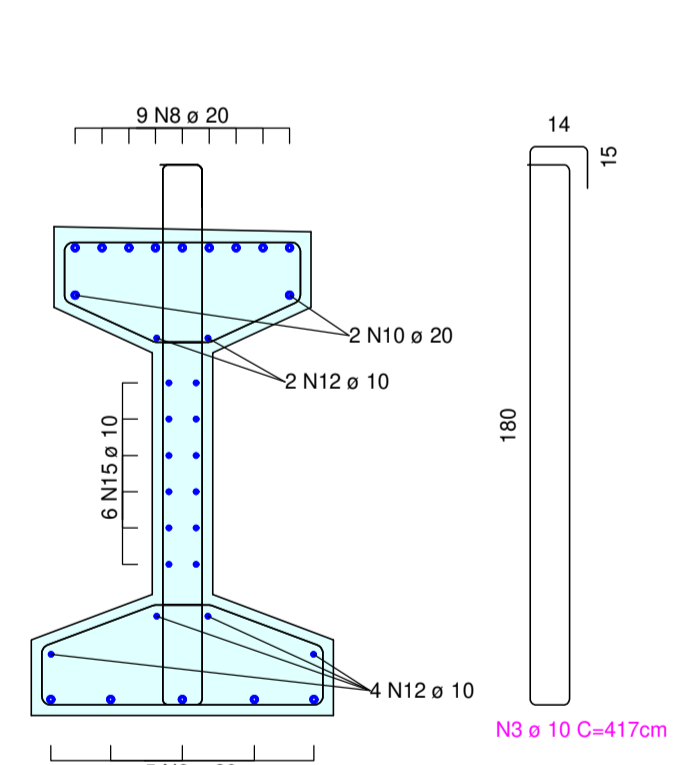
CORTE KK
ESCALA: 1/25



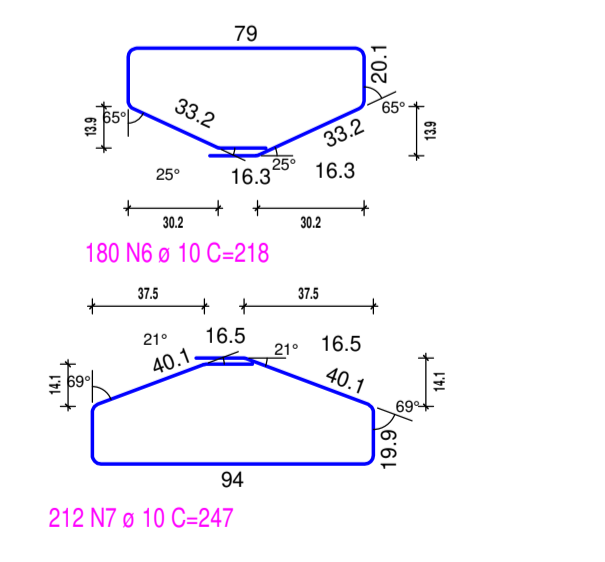
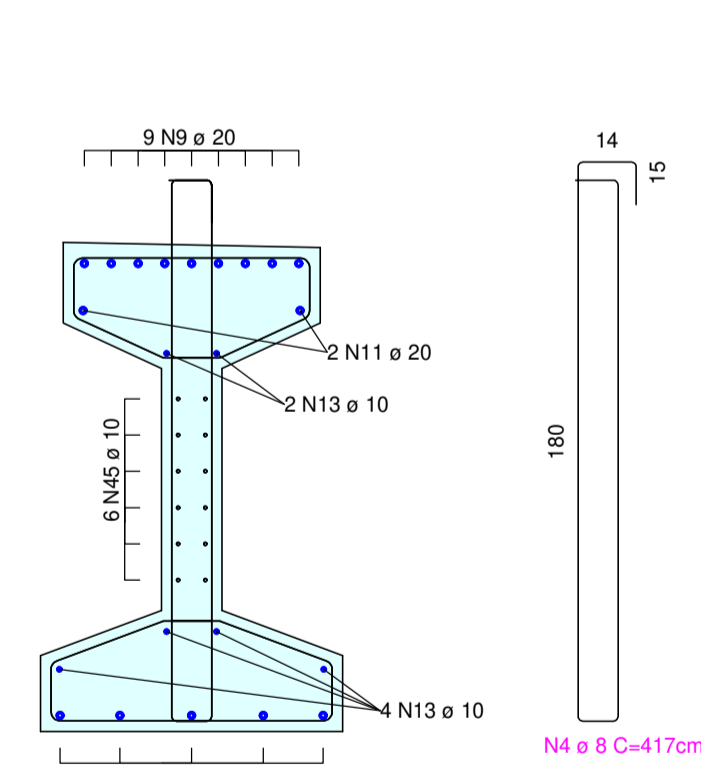
CORTE LL
ESCALA: 1/25



CORTE MM
ESCALA: 1/25



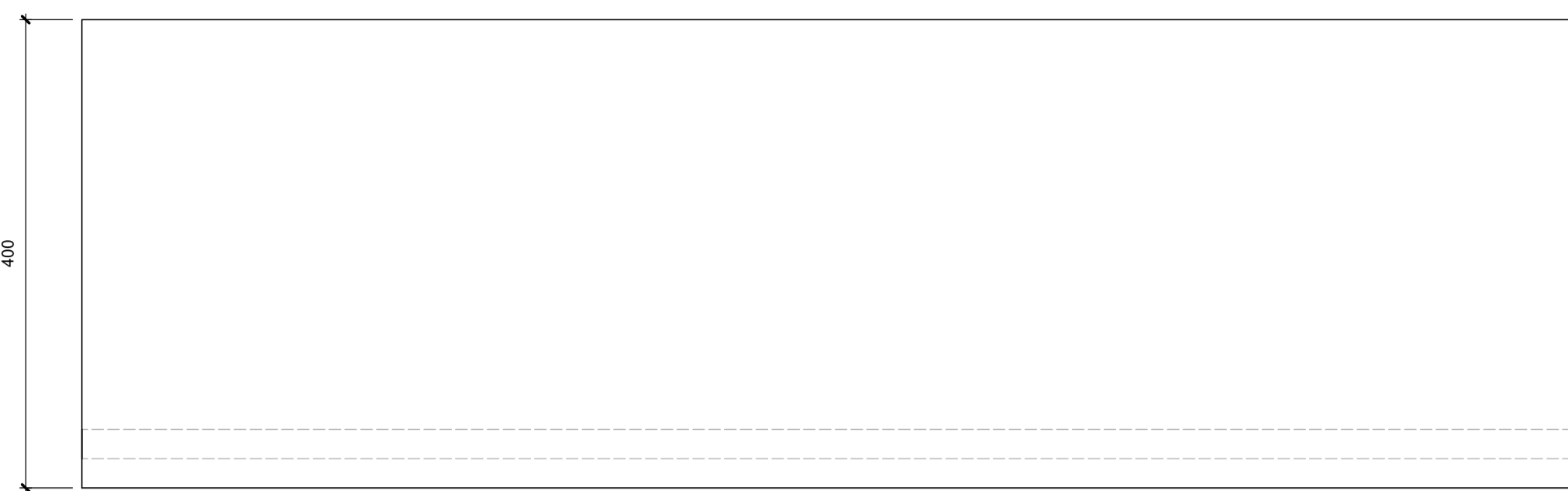
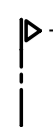
CORTE NN
ESCALA: 1/25



REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO : km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF DETALHAMENTO LONGARINA	FOLHA: 07/09

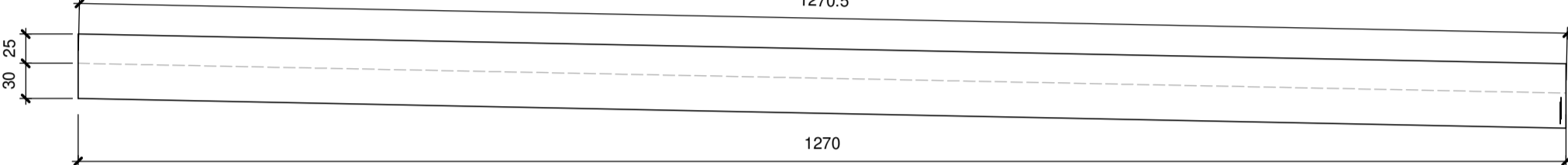
LAJE DE TRANSIÇÃO (2x)

ESCALA 1/50



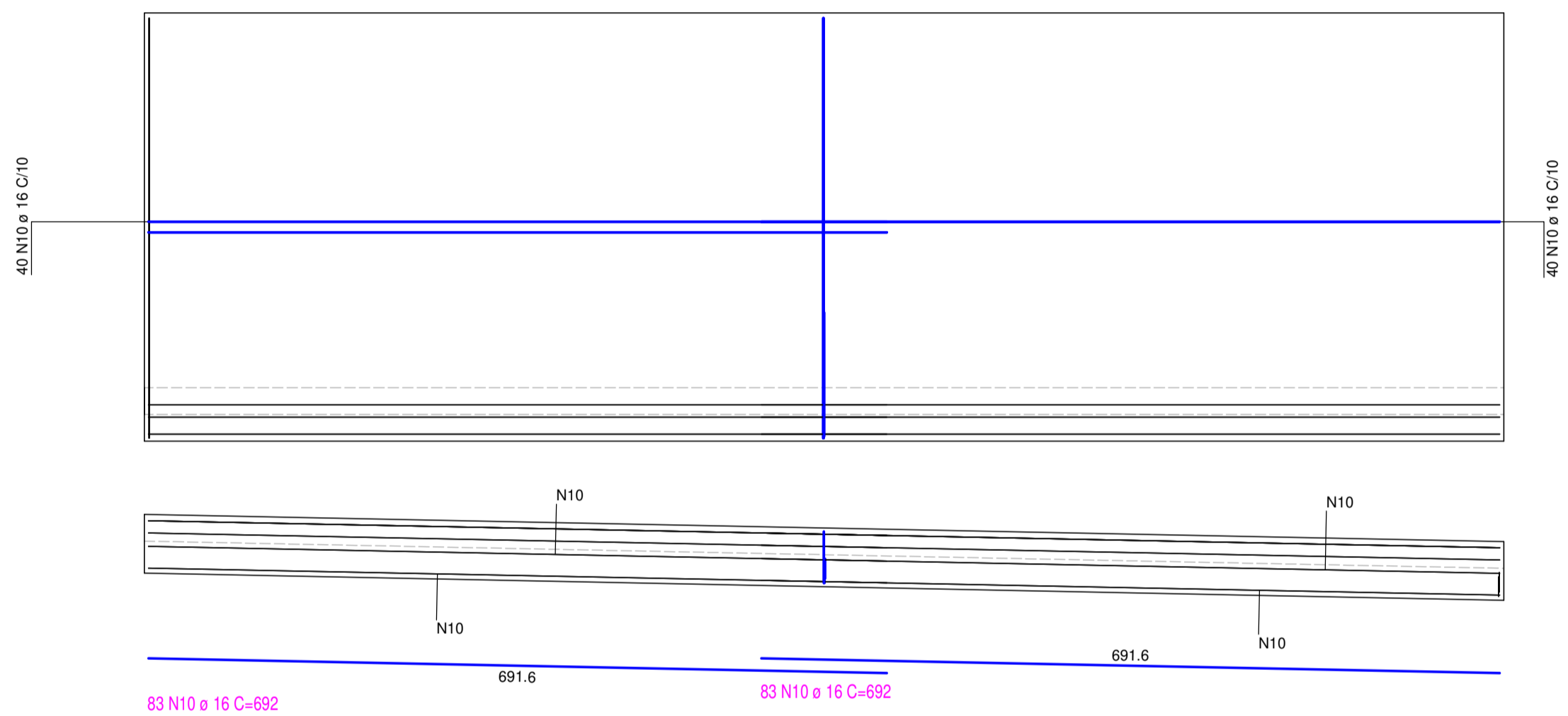
CORTE U-U

ESCALA 1/25



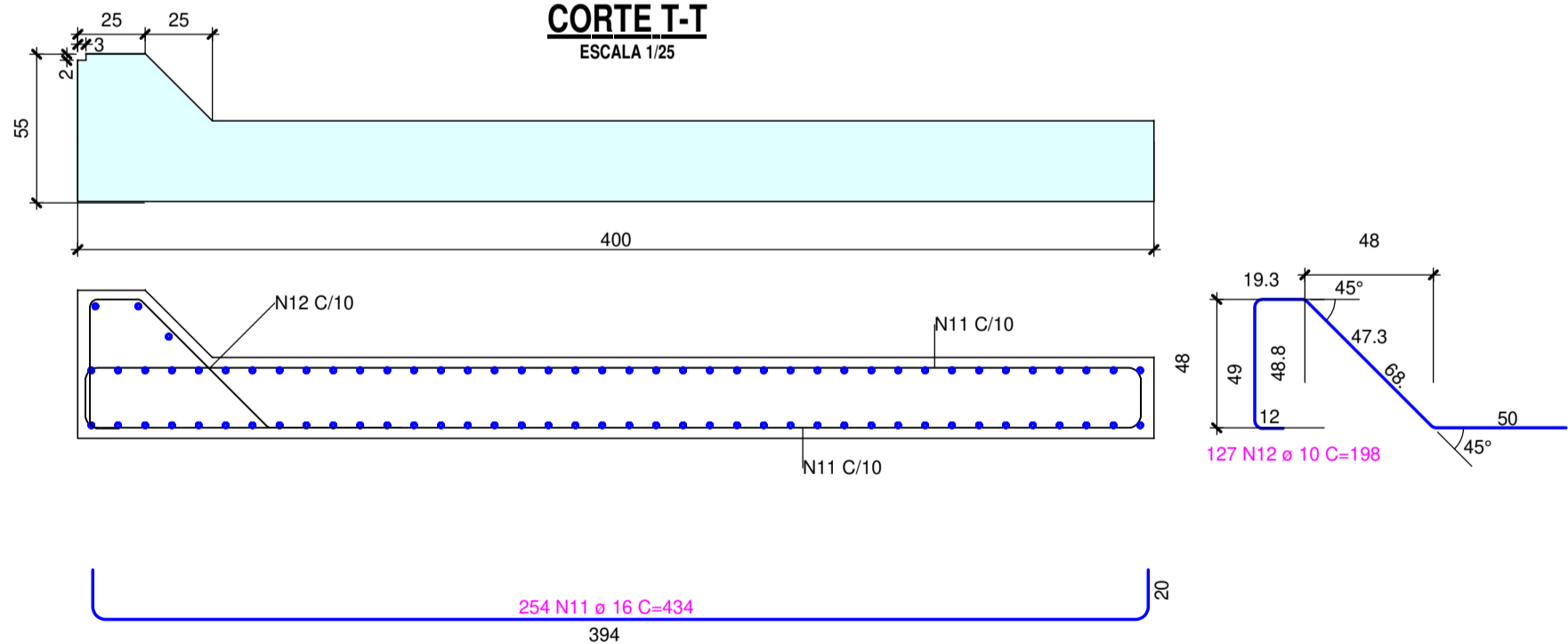
DETALHAMENTO LAJE DE TRANSIÇÃO (2x)

ESCALA 1/50



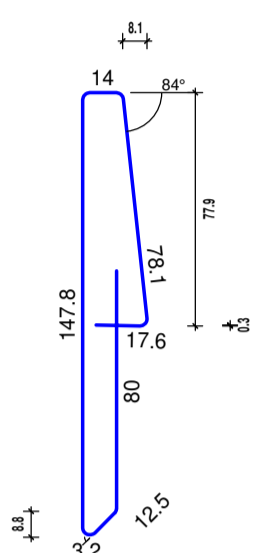
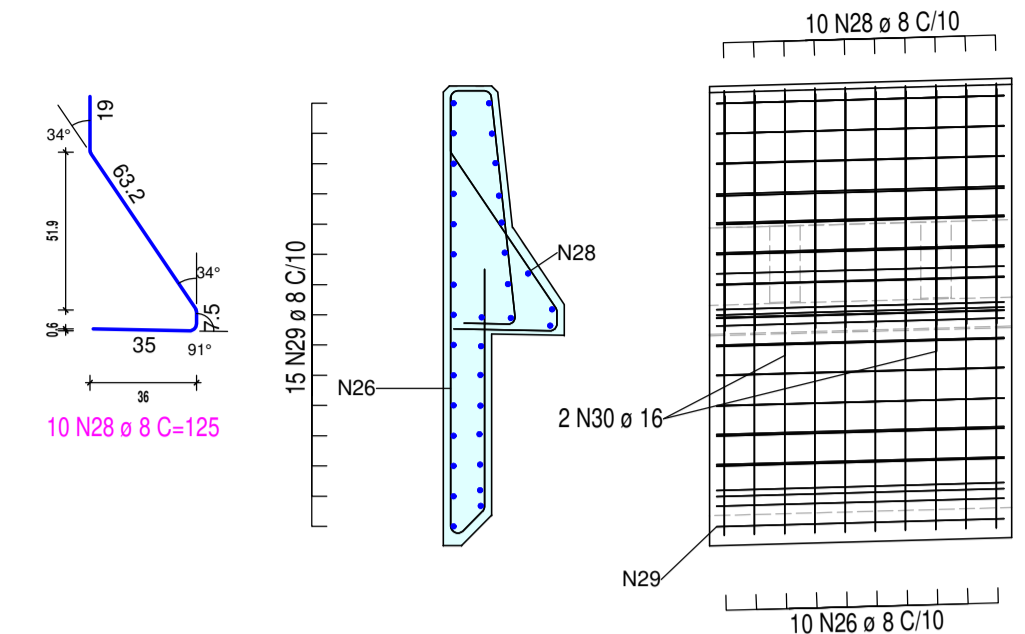
CORTE T-T

ESCALA 1/25



GUARDA RODAS LD (26x)

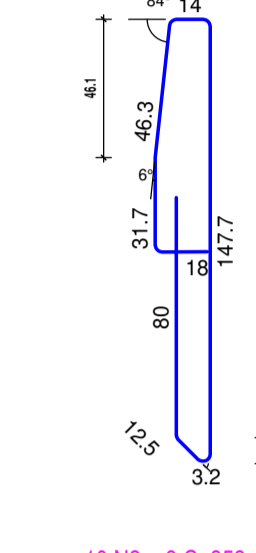
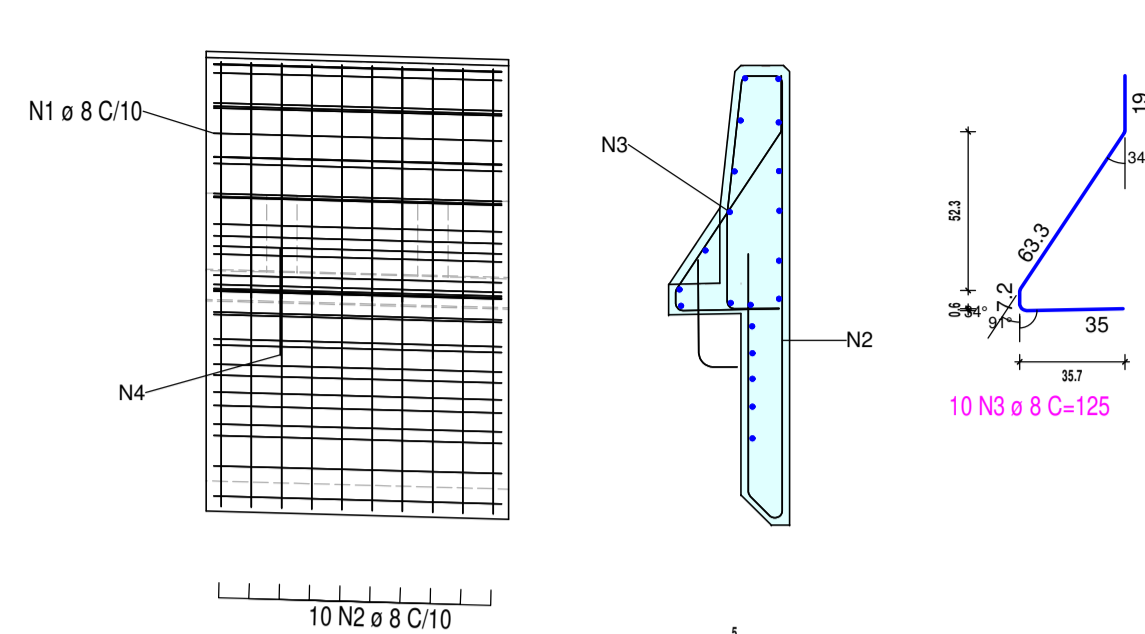
ESCALA 1/25



10 N26 e 8 C=353

GUARDA RODAS LE (26x)

ESCALA 1/25



10 N2 e 8 C=353

QUADRO DE AÇO PARA DOIS GUARDA RODAS

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
	1	34	8	CA-50		32.64	12.89
	2	10	8	CA-50		35.30	13.94
	3	10	8	CA-50		12.50	4.94
	4	2	16	CA-50		1.04	1.64
	26	10	8	CA-50		35.30	13.94
	28	10	8	CA-50		12.50	4.94
	29	34	8	CA-50		32.64	12.89
	30	2	8	CA-50		1.04	0.41

Peso de aço para dois guarda rodas: 65.59
 Peso de aço para cinquenta e dois guarda rodas: 1705.34

QUADRO DE AÇO - LAJOTA EXTERNA

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
	5	4	8	CA-50		14.88	5.88
	6	4	25	CA-50		14.88	57.33
	7	34	6.3	CA-50		31.96	7.83

Peso de aço para uma lajota: 71.04
 Peso de aço para 52 lajotas: 3694.08

QUADRO DE AÇO - LAJOTA INTERNA

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Único [m]	Grau de aço	Forma flexão cotado (sem escala)	Compr. total [m]	Massa [kg]
	8	10	12.5	CA-50		27.40	26.39
	9	12	6.3	CA-50		11.28	2.76

Peso de aço para uma lajota: 29.15
 Peso de aço para 52 lajotas: 1515.80

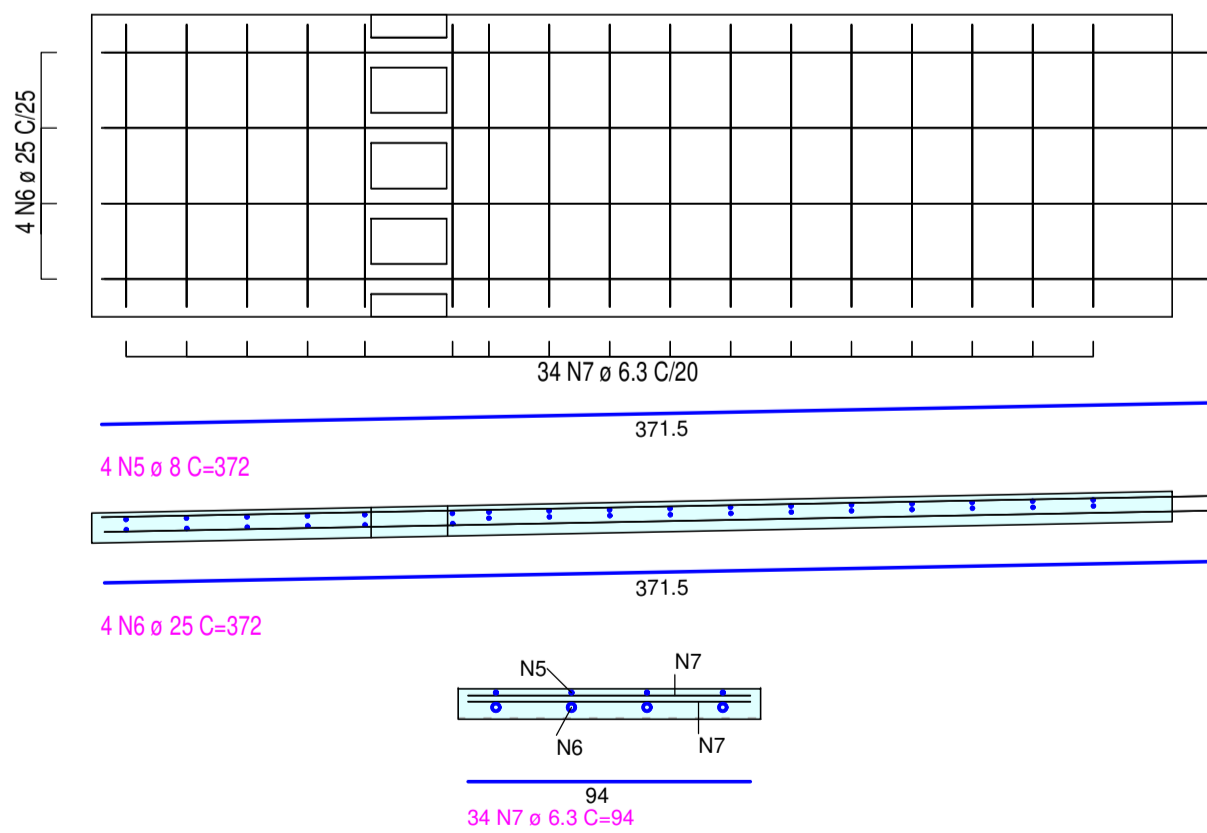
QUADRO DE AÇO - LAJE DE TRANSIÇÃO

Marca	Pçs	Ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
	10	166	16	CA-50		1148.72	1812.68
	11	254	16	CA-50		1102.36	1739.52
	12	127	10	CA-50		251.46	155.15

Peso de aço para uma laje de transição: 3707.35
 Peso de aço para duas lajes de transição: 7414.70

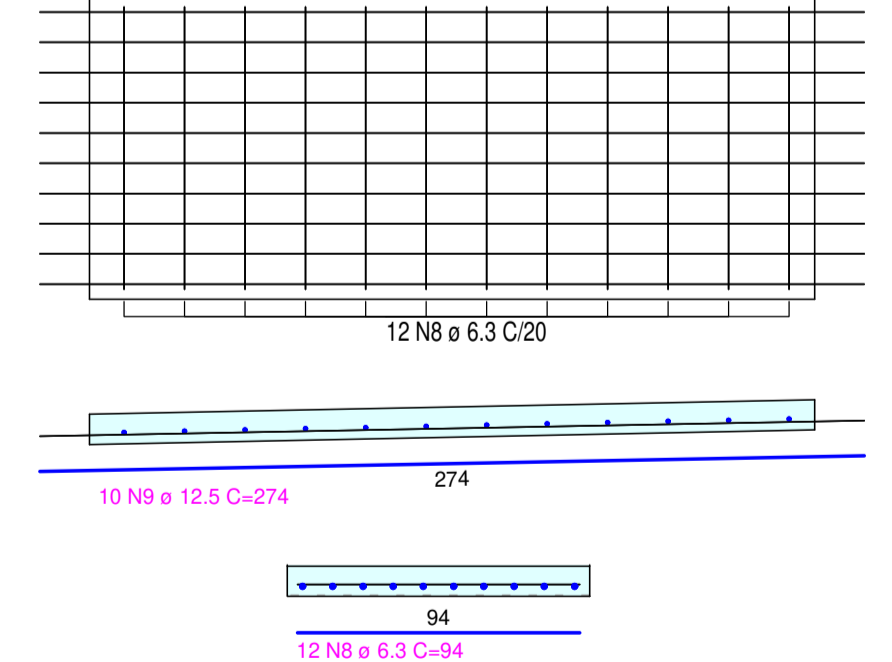
DETALHAMENTO LAJOTA EXTERNA (52x)

ESCALA 1/25



DETALHAMENTO LAJOTA INTERNA (52x)

ESCALA 1/25



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- AÇO CA50
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
- COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
- COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
- COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
- CONCRETO C35 (fck = 35MPa)
- LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
- SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa)
- MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENO FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

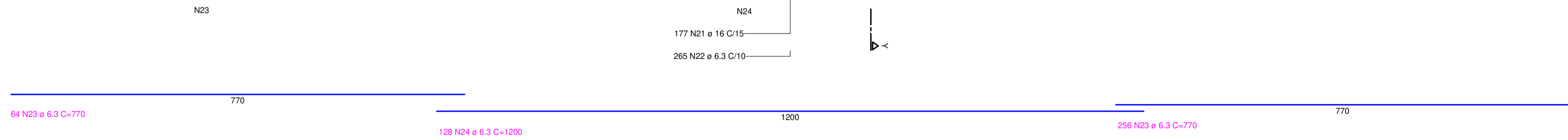
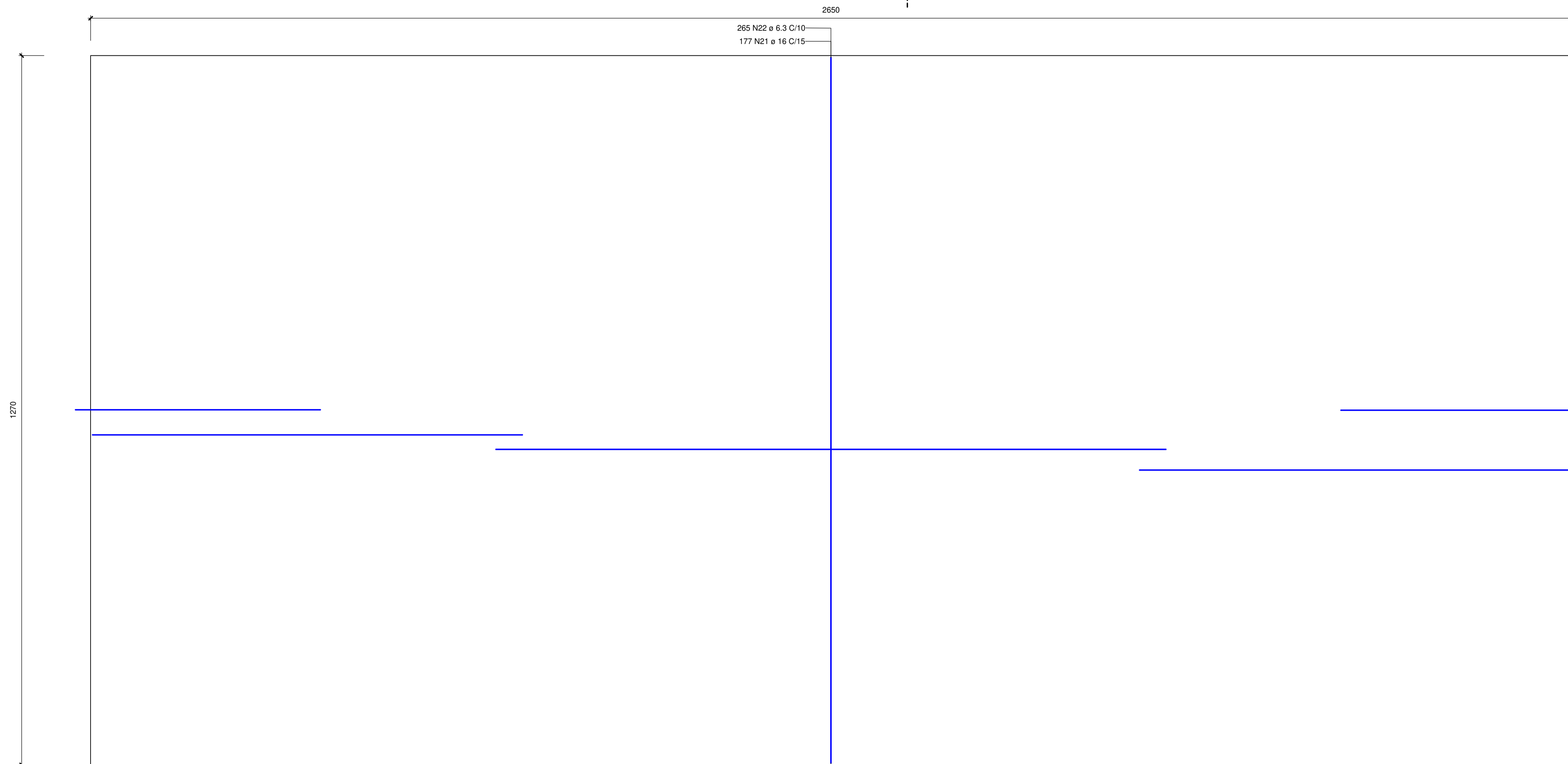
- CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO Po=192kN, POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO TEÓRICO DE 7,0mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO fcd<=0,95 x fck x ks (ks= coeficientes estatísticos conforme NBR.). NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

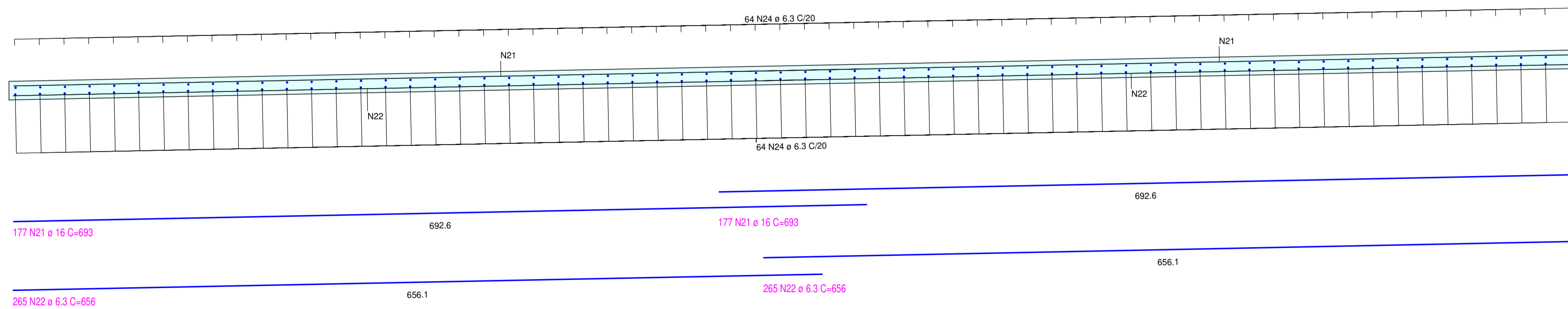
- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNIT/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 6118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO: Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO: km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO: 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF DETALHAMENTO LAJOTAS, LAJE DE TRANSIÇÃO E GUARDA RODAS	FOLHA: 08/09

LAJE (1x)
ESCALA 1/50



CORTE Y-Y
ESCALA 1/25

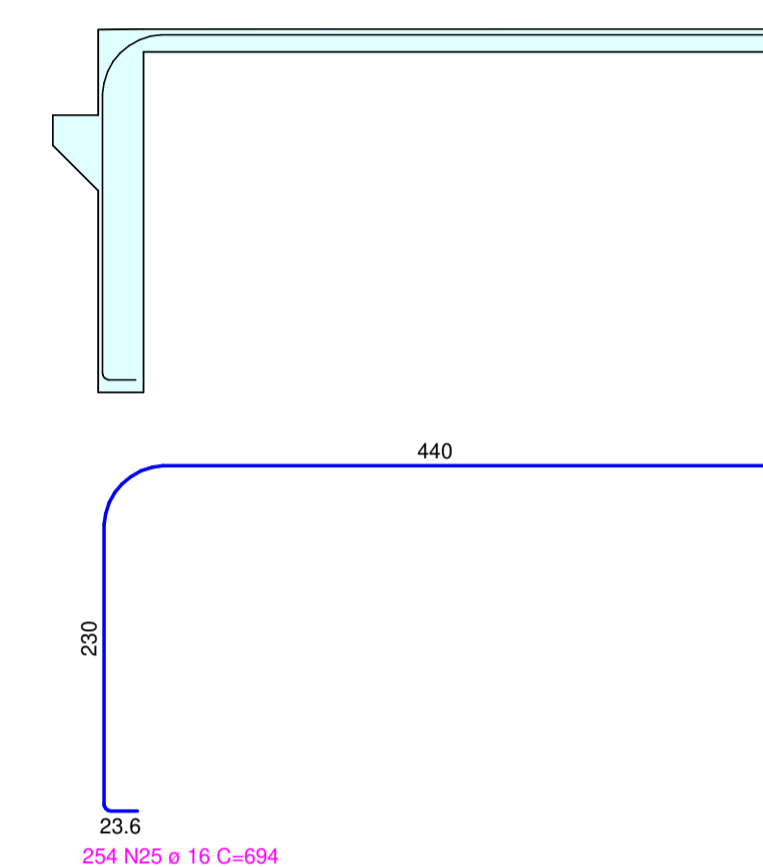


QUADRO DE AÇO - LAJE

Marca	Pçs	ø [mm]	Compr. Unitário [m]	Grau de aço	Forma cotada (sem escala)	Compr. total [m]	Peso [kg]
21	354	16	6.93	CA-50	692.6	2453.22	3871.18
22	530	6.3	6.56	CA-50	656.1	3476.80	851.82
23	256	6.3	7.70	CA-50	770	1971.20	482.94
24	128	6.3	12.00	CA-50	1200	1536.00	376.32
25	254	16	6.94	CA-50	440 23.6	1762.76	2781.64

Peso total de aço para a laje: 8363.90

DETALHE LIGAÇÃO LAJE E CORTINA
ESCALA 1/50



NOTAS:

- AS UNIDADES DE MEDIDAS NÃO INDICADAS ESTÃO EM CENTÍMETROS.
- AÇO
AÇO CA50
AÇO CP - 190 RB
- CLASSE DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL II
COBRIMENTO LONGARINAS: 3,0cm
COBRIMENTO LAJOTAS: 2,0cm
COBRIMENTO PILARES: 4,0cm
COBRIMENTO DEMAIS PEÇAS: 3,0cm
- CONCRETO
LONGARINAS: C35 (fck = 35MPa)
SUPERESTRUTURA: C35 (fck = 35MPa)
MESO E INFRAESTRUTURA: C30 (fck = 30MPa)
- RELAÇÃO ÁGUA CIMENTO < 0,55
- CLASSE: TT45
- APARELHO DE APOIO EM NEOPRENE FRETADO (50cm x 30cm x 6 cm)
- TENSÃO MÍNIMA NECESSÁRIA PARA A FUNDAÇÃO 10kg/cm²

CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

- CORDOALHA NUA COM DIÂMETRO IGUAL A 15,2mm.
- FORÇA INICIAL DE PROTENSÃO P₀=192kN. POR CORDOALHA.
- ALONGAMENTO UNITÁRIO TEÓRICO DE 7,0mm/m.
- LIBERAR PROTENSÃO (CORTAR CORDOALHAS) APÓS CONFIRMADA A RESISTÊNCIA DO CONCRETO f_{cd}<=0,95 x f_{ck} x k_s (k_s= coeficientes estatísticos conforme NBR). NÃO INFERIOR A 32 MPa.
- CONTRA FLECHA NEGATIVA DE PROTENSÃO ESTIMADA DE: 8,3mm.

NORMAS:

- OS ESTUDOS E PROJETOS ATENDEM O PRESCRITO NA IS-214, BEM COMO O MANUAL DE INSPEÇÃO DE PONTES RODOVIÁRIAS.
- DNIT/2004, PUBLICAÇÃO IPR-709, A NORMA DE INSPEÇÕES DE PONTES - DNIT-010/2004-PRO, O MANUAL DE PROJETO DE OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - DNER/1996 E DEMAIS NORMAS DA ABNT, APLICÁVEIS AO CASO.
 - NBR 5118/2014 - PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7187/2003 - PROJETO DE PONTES DE CONCRETO ARMADO.
 - NBR 8681/2003 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS - PROCEDIMENTO - ABNT.
 - NBR 7188/2013 - CARGAS MÓVEIS EM PONTES RODOVIÁRIAS E PASSARELA DE PEDESTRE - ABNT.
 - NBR 6122/2010 - PROJETO E EXECUÇÃO DE FUNDAÇÕES - ABNT.
 - NBR 9062/2017 - PROJETO E EXECUÇÃO DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO - ABNT.

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DATA
STE	EMPRESA GAÚCHA DE RODOVIAS	EGR
ESC.:	RODOVIA: ERS-130 TRECHO : Entr. RSC-453 (A) (p/ Venâncio Aires) - Entr. ERS-129 (p/ Roca Sales) SEGMENTO : km 69+190 - km 97+270 EXTENSÃO : 28,1 km	
DATA:	PROJETO ESTRUTURAL PI BRF DETALHAMENTO LAJE DO TABULEIRO	FOLHA: 09/09

PARTE III – QUADRO DE QUANTIDADES

QUADRO DE QUANTIDADES				
Item	Código	Discriminação	Unid.	Quantidade
1		PASSAGEM INFERIOR BRF		
1.1		SAPATA		
1.1.1	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	95,40
1.1.2	1107900	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	105,34
1.1.3	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	105,34
1.1.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	9.986,72
1.1.5	4805757	ESCAVAÇÃO MECÂNICA DE VALA EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA	M³	226,92
1.1.6	4805758	ESCAVAÇÃO MECÂNICA COM REATERRO E COMPACTAÇÃO DE VALA EM MATERIAL DE 1ª CATEGORIA	M³	121,58
1.1.7	1106057	CONCRETO MAGRO - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	7,02
1.1.8		PILARES		
1.1.9	1107900	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	51,20
1.1.10	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	51,20
1.1.11	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	256,00
1.1.12	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	3.881,10
1.1.13	2108172	ESCORAMENTO COM PONTALETES D = 15 CM - UTILIZAÇÃO DE 5 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M³	256,00
1.2		VIGAS LONGARINAS PRÉ-MOLDADAS		
1.2.1	1107904	CONCRETO FCK = 35 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	116,88
1.2.2	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	116,88
1.2.3	3108017	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	670,12
1.2.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	15.639,20
1.2.5	4507957	CORDOALHA CP 190 RB D = 15,2 MM - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	716,77
1.2.6	4507776	ANCORAGEM ATIVA COM UMA CORDOALHA ADERENTE D = 15,2mm COM PLACA DE ANCORAGEM, CUNHA TRIPARTIDA E PROTENSÃO	UN	120,00
1.2.7	3806420	LANÇAMENTO DE VIGA PRÉ-MOLDADA DE ATÉ 500 KN COM UTILIZAÇÃO DE GUINDASTE	UN	5,00
1.2.8	5915366	CARGA, DESCARGA E MANOBRA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE ATÉ 500 KN EM CAVALO MECÂNICO COM REBOQUE DE 6 EIXOS COM CAPACIDADE DE 207 T	T	308,54
1.2.9	5915361	TRANSPORTE EM CAVALO MECÂNICO COM REBOQUE DE 6 EIXOS COM CAPACIDADE DE 207 T - RODOVIA PAVIMENTADA	TKM	30.854,35
1.3		CORTINA		
1.3.1	1107900	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	21,01
1.3.2	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	21,01
1.3.3	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	141,99
1.3.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	3.304,90
1.4		TRAVESSAS		
1.4.1	1107900	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	28,98
1.4.2	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	28,98
1.4.3	3108015	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 1 VEZ - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	80,10
1.4.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	2.896,06
1.5		LAJE TABULEIRO		
1.5.1	1107904	CONCRETO FCK = 35 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	54,06
1.5.2	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	54,06

QUADRO DE QUANTIDADES				
Item	Código	Discriminação	Unid.	Quantidade
1.5.3	3108017	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	24,36
1.5.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	8.363,90
1.6		LAJES PRÉ-MOLDADAS (LAJOTAS EXTERNAS)		
1.6.1	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	51,16
1.6.2	1107904	CONCRETO FCK = 35 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	18,59
1.6.3	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	18,59
1.6.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	3.694,08
1.6.5	3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ-LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	50,17
1.7		LAJES PRÉ-MOLDADAS (LAJOTAS INTERNAS)		
1.7.1	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	37,76
1.7.2	1107904	CONCRETO FCK = 35 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	12,48
1.7.3	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	12,48
1.7.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1.515,80
1.7.5	3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ-LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	32,72
1.8		GUARDA RODAS (PRE MOLDADO)		
1.8.1	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	113,97
1.8.2	1107904	CONCRETO FCK = 35 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	16,22
1.8.3	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	16,22
1.8.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1.705,34
1.8.5	3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ-LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	42,27
1.9		LAJE DE TRANSIÇÃO		
1.9.1	1107900	CONCRETO FCK = 30 MPA - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	32,07
1.9.2	1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	32,07
1.9.3	3108016	FORMAS DE COMPENSADO PLASTIFICADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 2 VEZES - CONFECCÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	83,79
1.9.4	407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	7.414,70
1.9.5	1106057	CONCRETO MAGRO - CONFECCÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	10,16
1.10		OUTROS SERVIÇOS		
1.10.1	2007971	DRENO DE PVC D = 100 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	4,50
1.10.2	307733	Junta de dilatação em perfil extrudado de borracha vulcanizada de 20 x 40 mm - fornecimento e instalação	M	25,40
1.10.3	307731	APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO PARA ESTRUTURAS MOLDADAS NO LOCAL - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	DM³	90,00
1.10.4	5406043	Aterro compactado em solo reforçado com fita metálica galvanizada - taxa 9,92 kg/m³ - material de jazida	M³	3.759,20
1.10.5	5405971	Fabricação de escama de concreto armado para solo reforçado com fita metálica - 6 a 8 chumbadores - areia e brita comerciais	M³	115,04
1.10.6	5405986	Moldes metálicos para solo reforçado com fita metálica - formato cruciforme de 1,50 x 1,50 m - utilização de 100 vezes	M³	115,04
1.10.7	5406023	Muro de escama de concreto armado em solo reforçado com fita metálica com altura até 4 m - tipo 1 - areia e brita comerciais	M²	360,00
1.10.8	5406025	Muro de escama de concreto armado em solo reforçado com fita metálica com altura de 4,0 a 6 m - tipo 1 - areia e brita comerciais	M²	190,00
1.10.9	5406027	Muro de escama de concreto armado em solo reforçado com fita metálica com altura de 6,0 a 8 m - tipo 1 - areia e brita comerciais	M²	169,00