



GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ
SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ
PROGRAMA ESTRATÉGICO DE INFRAESTRUTURA E
LOGÍSTICA DE TRANSPORTES DO PARANÁ



**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DE
RESTAURAÇÃO E AMPLIAÇÃO DA CAPACIDADE DA
RODOVIA PR-151, TRECHO PONTA GROSSA A
PALMEIRA, NO ESTADO DO PARANÁ**

RODOVIA : PR-151
TRECHO : ENTR. PR-438 (P/ TEIXEIRA SOARES) – ENTR. BR-277 (PALMEIRA)
SEGMENTO : km 343+910 ao km 377+220
EXTENSÃO : 33,31 km
SRE : 151S0320EPR e 151S0350EPR

**VOLUME 03-D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS
ESTRUTURAS – OAEs E OBRAS DE CONTENÇÃO**

SETEMBRO/2023



GOVERNO DO ESTADO DO PARANÁ
SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ
PROGRAMA ESTRATÉGICO DE INFRAESTRUTURA E
LOGÍSTICA DE TRANSPORTES DO PARANÁ



**PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA DE
RESTAURAÇÃO E AMPLIAÇÃO DA CAPACIDADE DA
RODOVIA PR-151, TRECHO PONTA GROSSA A
PALMEIRA, NO ESTADO DO PARANÁ**

RODOVIA : PR-151
TRECHO : ENTR. PR-438 (P/ TEIXEIRA SOARES) – ENTR. BR-277 (PALMEIRA)
SEGMENTO : km 343+910 ao km 377+220
EXTENSÃO : 33,31 km
SRE : 151S0320EPR e 151S0350EPR

**VOLUME 03-D – MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS
ESTRUTURAS – OAEs E OBRAS DE CONTENÇÃO**

Elaboração: Consórcio STE/ENGEMIN
Concorrência 007/2019 DER/DT
SDP Nº: 003/2019-DER/DT
Contrato: 041/2020 DER/DT

SETEMBRO/2023



SUMÁRIO

1. INFORMAÇÕES DO PROJETO	3
1.1 APRESENTAÇÃO	4
1.2 MAPA DE SITUAÇÃO	7
2. MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS - OAEs	9
2.1 PONTE SOBRE O RIO FORQUILHA	10
2.2 VIADUTO – RUA XV DE NOVENBRO	84
3. ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA.....	211
4. TERMO DE ENCERRAMENTO.....	214



1. INFORMAÇÕES DO PROJETO



1.1. APRESENTAÇÃO



1. APRESENTAÇÃO

O Consórcio formado pelas empresas STE - Serviços Técnicos de Engenharia S.A. (líder do Consórcio) e ENGEMIN – Engenharia e Geologia Ltda apresenta seu Volume 03-D – Memória de Cálculo das Estruturas – OAEs e Obras de Contenção da PR-151 – Entr. PR-438 – Entr. BR-277. Este documento integra a Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia de Ampliação da Capacidade e Duplicação da Rodovia PR-151, e Implantação do Contorno Rodoviário de Palmeira, Trecho Ponta Grossa a Palmeira, no Estado do Paraná, numa extensão total estimada de 49,11 km, objeto do contrato celebrado com o Departamento Estadual de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR, composto pelos seguintes subtrechos:

- **Subtrecho 1:** Duplicação, Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-151, trecho: Interseção BR-376 (Ponta Grossa) - Entroncamento PR-438 (extensão original de 6,80 km);
- **Subtrecho 2: Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-151, trecho: Entroncamento PR-438 – Interseção BR-277 (Palmeira) (extensão: 33,31 km); e**
- **Subtrecho 3:** Implantação do Contorno Rodoviário de Palmeira (extensão: 9 km).

Destaca-se que o denominado **Subtrecho 02**, objeto dos projetos executivos aqui apresentados, teve sua extensão original total reduzida em 0,6 km na linha geral após o entroncamento com a PR-438, para a implantação da transição desta interseção em pista dupla para simples no Subtrecho 01, totalizando assim 32,71 km (início no km 344+510, e término no km 377+220).

Desta forma, dos 33,31 km do escopo original dos projetos, tem-se em sua versão final um total de **32,71 km** de segmentos previstos com restauração e ampliação de capacidade.

Os principais elementos deste contrato estão descritos a seguir:

- Concorrência 007/2019 DER/DT - SDP Nº: 003/2019-DER/DT
- Contrato: 041/2020 DER/DT (11/03/2020)
- Ordem de Serviço: 019/2020 DT (10/08/2020)
- Prazo de Execução: 18 (dezoito) meses

Já os volumes integrantes deste Projeto Executivo são:



- **Volume 01:** Relatório de Projeto e Documentos para a Concorrência
- **Volume 02:** Projeto de Execução
- **Volume 03:** Memória Justificativa
- **Volume 03-A:** Estudos Geotécnicos e Levantamentos de Campo
- **Volume 03-B:** Projeto de Desapropriação
- **Volume 03-C:** Notas de Serviço e Memória de Cálculo dos Volumes de Terraplenagem
- **Volume 03-D:** Memória de Cálculo das Estruturas
- **Volume 04:** Orçamento
- **Volume 05-A:** Relatório Ambiental Simplificado – RAS
- **Volume 05-B:** Inventário Florestal
- **Volume 05-C:** Plano de Controle Ambiental - PCA
- **Volume 05-D:** Projeto de Compensação Ambiental
- **Volume 05-E:** Documentos para Outorga

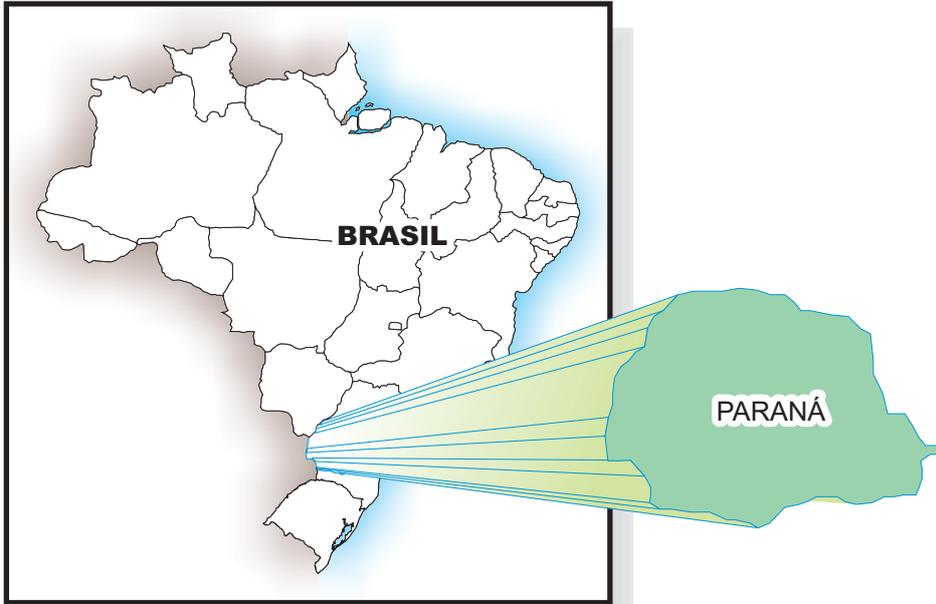
Pinhais/PR, setembro/2023.

Eng. Jacidio Albini Salgado

CONSÓRCIO STE – ENGEMIN

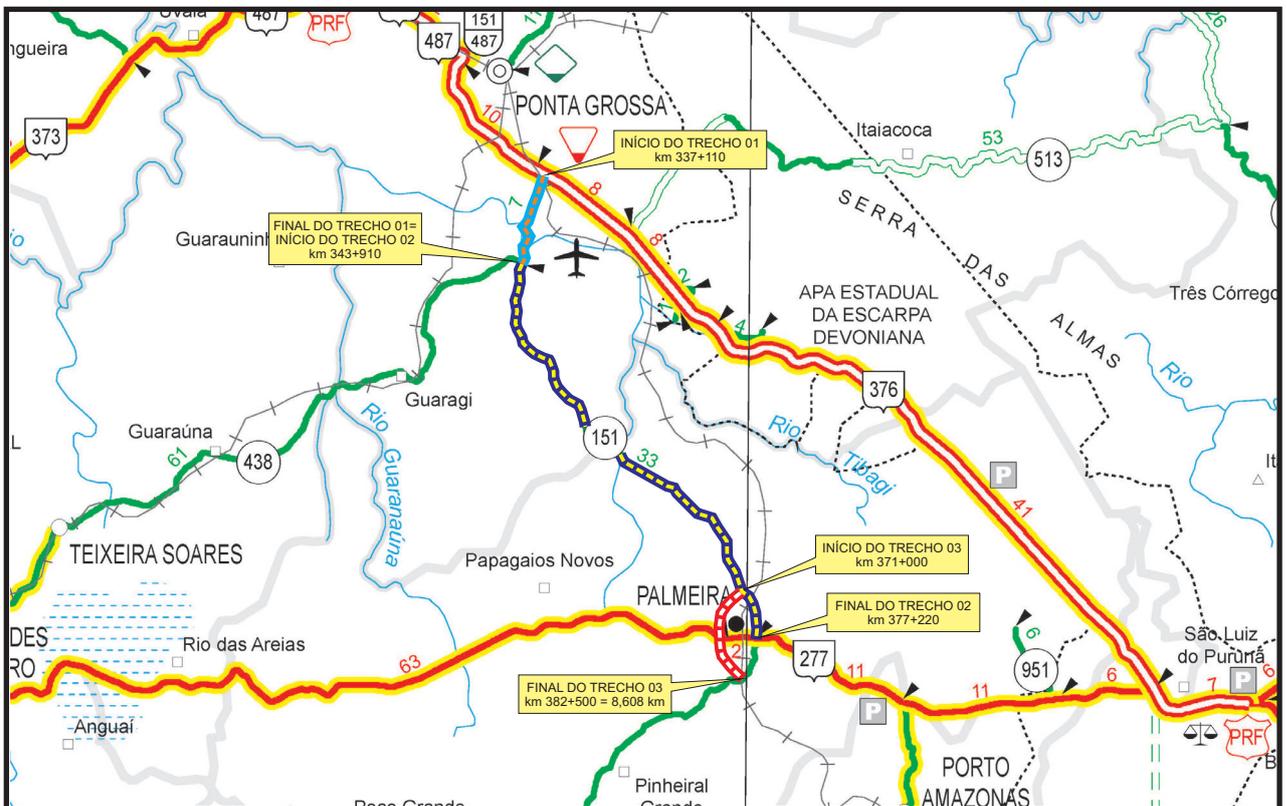


1.2. MAPA DE SITUAÇÃO



PR-151	
1	Entr. BR-376 (Ponta Grossa) - Entr. PR-438 Segmento: km 337,11 - km 343,91
2	Entr. PR-438 - Entr. BR-277 Segmento: km 343,91 - km 377,22
3	Contorno Rodoviário de Palmeira Segmento: km 0,00 - km 9,00

- ESTUDO SUBTRECHO 01
- ESTUDO SUBTRECHO 02
- ESTUDO SUBTRECHO 03



RODOVIA: PR-151/PR - SUBTRECHO 01: km 337,11 - km 343,91
 RODOVIA: PR-151/PR - SUBTRECHO 02: km 343,91 - km 377,22
 RODOVIA: PR-151/PR - SUBTRECHO 03: km 371,00 - km 382,50

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE
 RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ

MAPA DE SITUAÇÃO



2. MEMÓRIA DE CÁLCULO DAS ESTRUTURAS - OAEs



2.1. PONTE SOBRE O RIO FORQUILHA



2.1 PONTE SOBRE O RIO FORQUILHA

A obra é caracterizada pelo alargamento da Ponte sobre o Rio Forquilha. A obra situa-se na rodovia PR-151 com início na estaca 1869+14,98 e final na estaca 1874+17,23. Possui extensão total de 102,25m

O alargamento da ponte possui largura total de 4,80m, possui uma faixa de serviço de 0,60m, uma ciclovia de 3,00m e um passeio de 1,20m.

A superestrutura será constituída em vãos formados por vigas isostáticas pré-moldadas de 12,00m de comprimento.

A mesoestrutura será formada por travessas e pilares circulares de diâmetro de 80cm.

Os encontros serão do tipo leve, com travessa de encontro e cortina fixada nas longarinas e laje.

A infraestrutura será composta por blocos de fundação.

2.1.1. Critérios de Projetos

Para a determinação dos esforços atuantes na estrutura e dimensionamento das peças, foi utilizado o software STRAP PRO ADVANCED v. 2009, Licença nº9111, onde o modelo adotado para o viaduto foi de uma combinação de elementos de barras para as vigas, pilares e elementos finitos tipo casca para as lajes, cortinas no encontro e blocos de fundações.

2.1.2. Normas Utilizadas

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 7187/2021 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento – ABNT;
- NBR 7188/2013 – Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarela de pedestre – ABNT;
- NBR 6120/2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – ABNT;

- NBR 8681/2003(versão corrigida em 2004) – Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento – ABNT;
- NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – ABNT;
- NBR 6122/2019 – 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.
- AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.

2.1.3. Materiais Utilizados

2.1.3.1. Superestrutura:

2.1.3.1.1. Vigas pré-moldadas

- Concreto fck 35 Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 MPa
- Aço para armadura ativa CP 190 RB - Resistência característica ao escoamento = 1900 Mpa

2.1.3.1.2. Lajes

- Concreto fck 35 Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa

2.1.3.2. Mesoestrutura: pilares, travessas e lajes de transição

- Concreto fck 30Mpa - Módulo de elasticidade secante = 23800000 Mpa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa



2.1.3.3. Infraestrutura: blocos de fundação, vigas de rigidez e estacas

- Concreto fck 30Mpa - Módulo de elasticidade secante = 23800000 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa

2.1.3.4. Serviços complementares: lajotas pré-moldadas, guarda-rodas

- Concreto fck 35Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 Mpa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 MPa

2.1.4. Carregamentos

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

2.1.4.1. Peso próprio

Os elementos estruturais têm o peso que deve ser considerado na definição dos carregamentos atuantes em uma estrutura. Este peso, definido como 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	2,4	24
Aço	7,85	78,5

Para o correto dimensionamento da estrutura, foram considerados todos os elementos estruturais. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

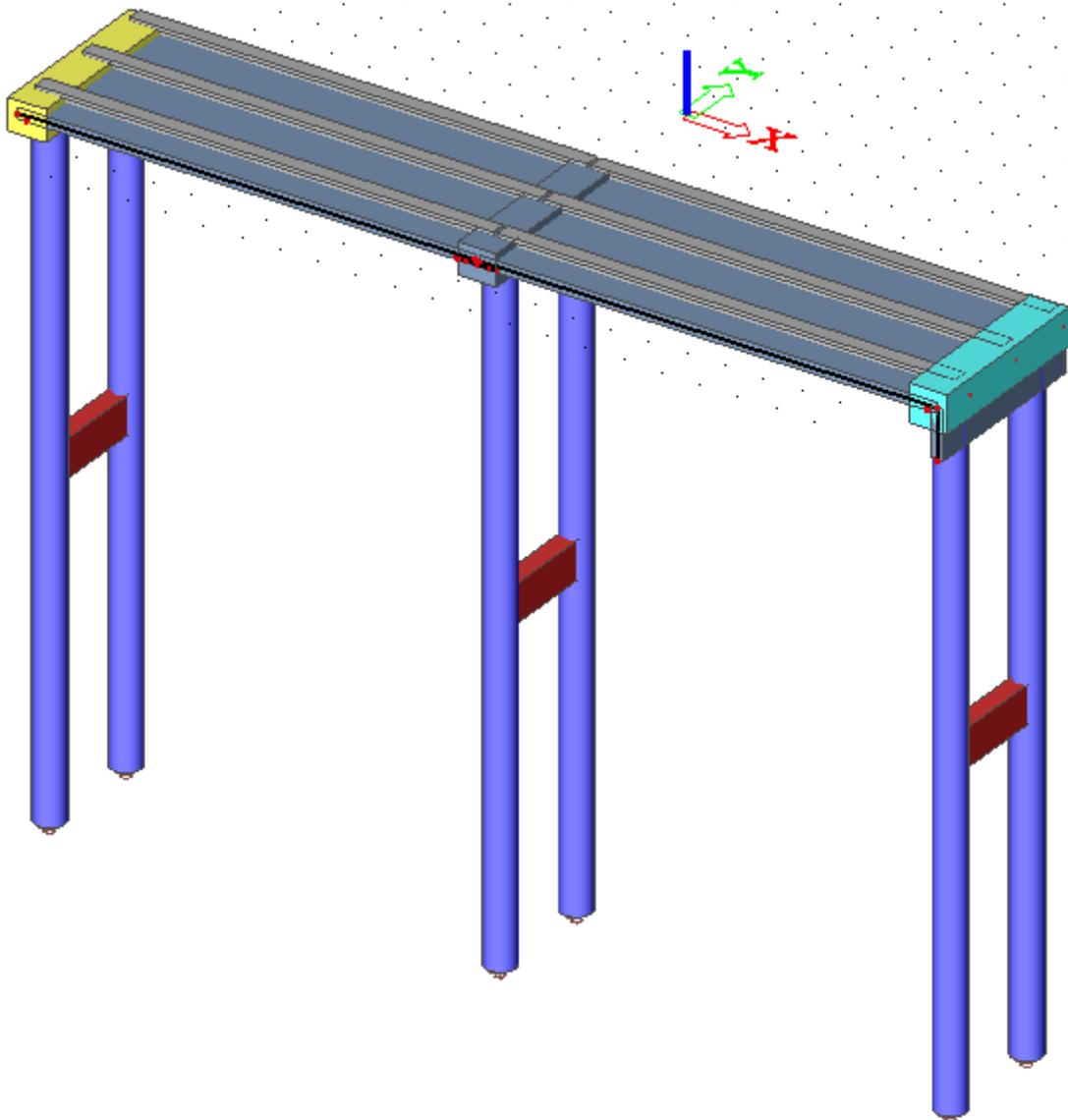


Figura 1: peso próprio

2.1.4.2. Camada de Pavimentação

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:

PAVIMENTAÇÃO

ESPESSURA =	0,07	m
PESO ESPECIFICO =	24	KN/m^3
PP GUARDA RODAS =	1,68	KN/m^2

RECAPEAMENTO

RECAPEAMENTO =	2	KN/m^2
----------------	---	-----------------

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

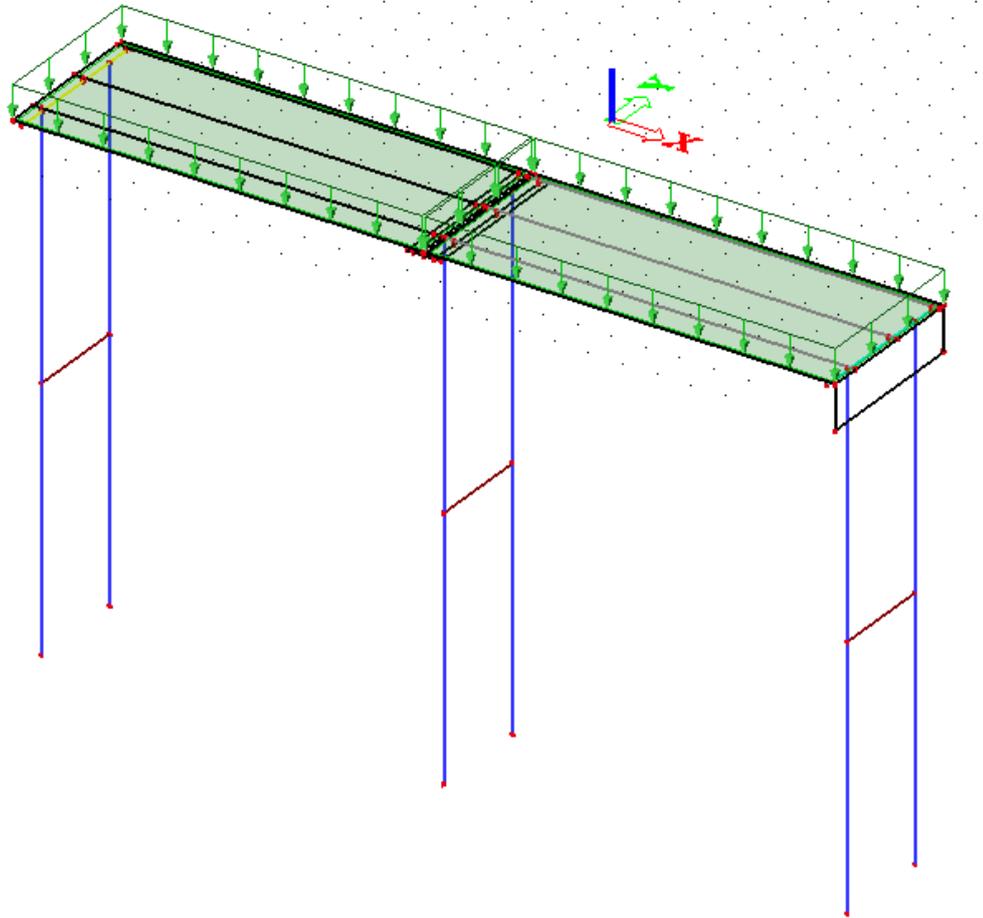
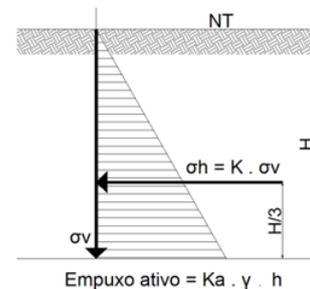


Figura 2: camada de pavimentação e recapeamento

2.1.4.3. Carga de empuxo de terra

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno – argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio in situ	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0



$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

ϕ	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
K_a	1	0,7	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13

$$\begin{aligned} \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \varphi &= 37^\circ \\ K_a &= 0,3333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Empuxo ativo:} & 6,6667 \text{ x h kN/m}^2 \\ \text{Trem tipo:} & 45 \text{ ton.} \\ \text{Empuxo veiculo:} & 25 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Empuxo multidão:} & 5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Largura da faixa:} & 14,8 \text{ m} \\ \text{Empuxo médio:} & 9,0541 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Altura adicional:} & 1,3581 \text{ m} \\ \text{D. das estacas:} & 0,3 \text{ m} \\ \text{Comprimento Alas:} & 0 \text{ m} \end{aligned}$$

Peça	Altura	Altura ad.	Altura Total	Pressão (kN/m ²)	Pressão (kN/m)
Cortina	1,27	1,36	2,63	17,52	22,25
Travessa	1	1,36	2,36	15,72	15,72
Pilares	0,7	1,36	2,06	13,72	4,12

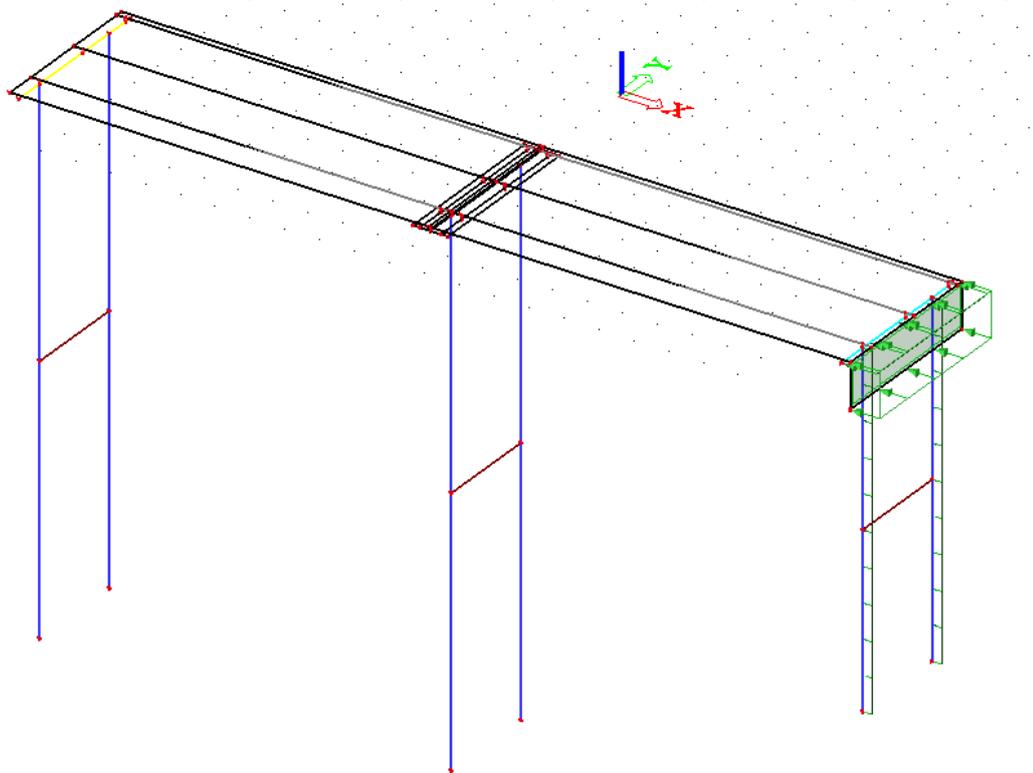
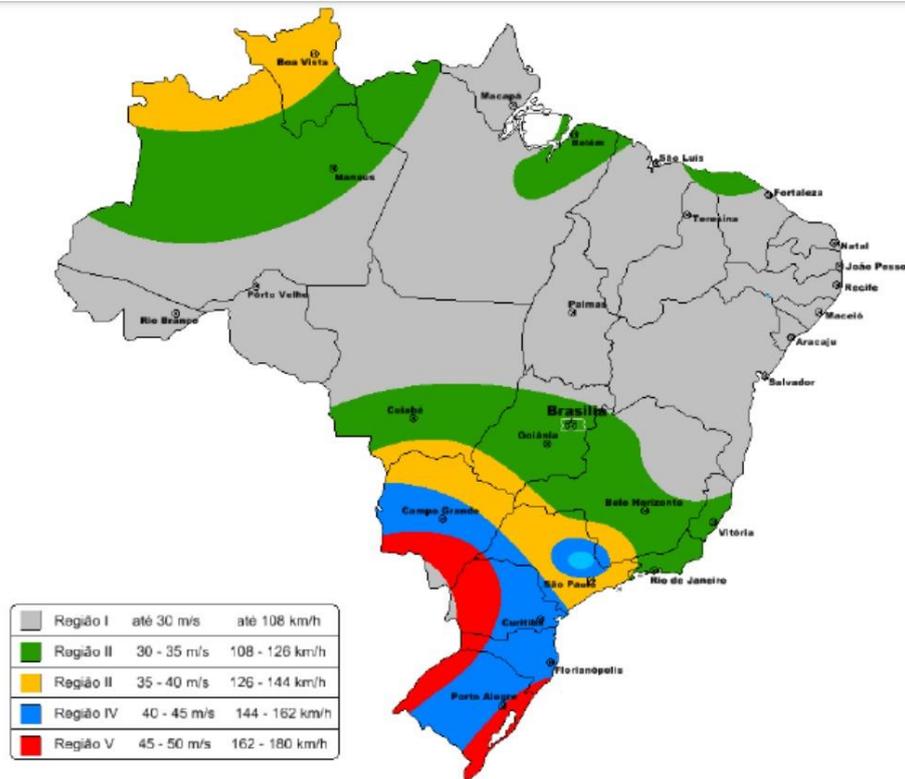


Figura 3: carga de empuxo no encontro

2.1.4.4. Carga de vento



Velocidade básica V_0 :

35 m/s

Fator topográfico S_1 :

1

Rugosidade do terreno - Fator S_2 :

0,94

Fator estatístico S_3 :

1,1

Velocidade Característica do vento:

36,19 m/s

Pressão dinâmica do vento:

802,856 N/m²

Coefficiente de arrasto:

1

Altura ponte descarregada (viga + laje):

0,75 m

Altura ponte carregada (viga + laje + 2m):

2,75 m

Vento Ponte descarregada:

0,06 tf/m

Vento Ponte carregada:

0,22 tf/m

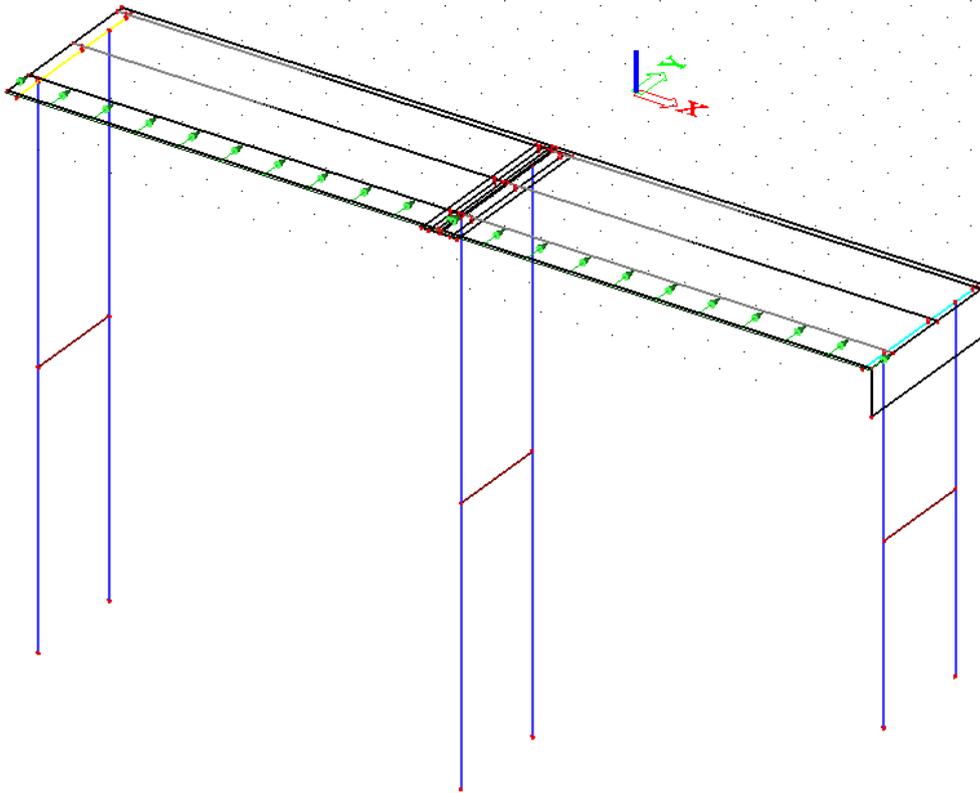


Figura 4: carga de vento para ponte descarregada

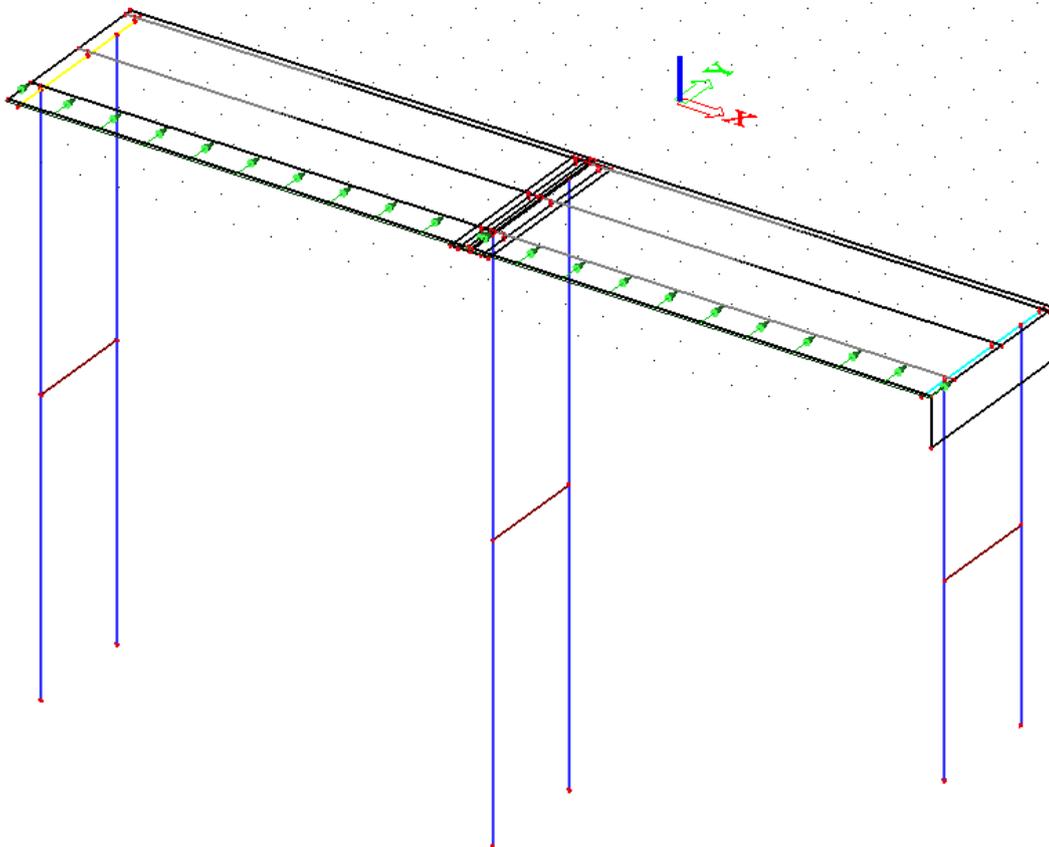


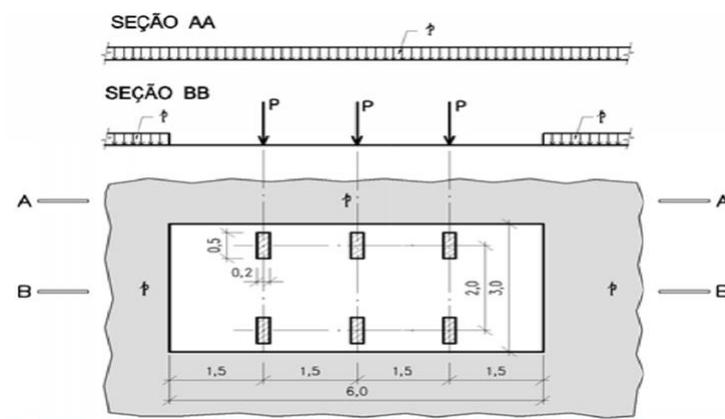
Figura 5: carga de vento para ponte carregada

2.1.4.5. Carga Móvel

Segundo a NBR 7188/2013 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).



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 7188/2013 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 7188/2013 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.

Coeficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2013, 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 12,00 m, temos:

$$CIV = 1,342$$

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.

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

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

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,342 \times 1,05 \times 1,25 = 8,807\text{KN/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,342 \times 1,05 = 7,05\text{KN/m}^2$$

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,342 \times 1,05 \times 1,25 = 132,10\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,342 \times 1,05 = 105,68\text{KN}$$

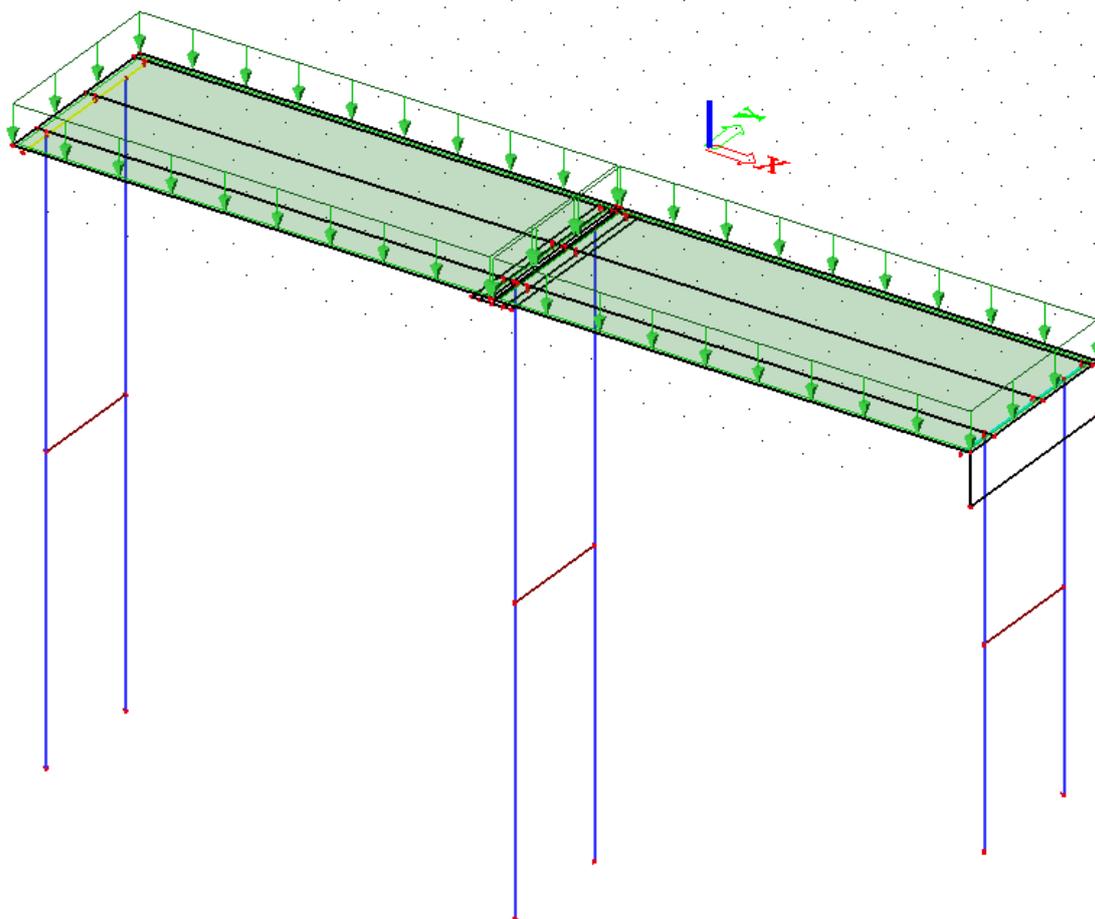


Figura 6: carga de multidão

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

$$Q = 132,10 - (8,807 \times 18/6) = 105,68\text{KN}$$

Para a região de trecho corrente da obra

$$Q = 105,68 - (7,05 \times 18/6) = 84,53\text{KN}$$

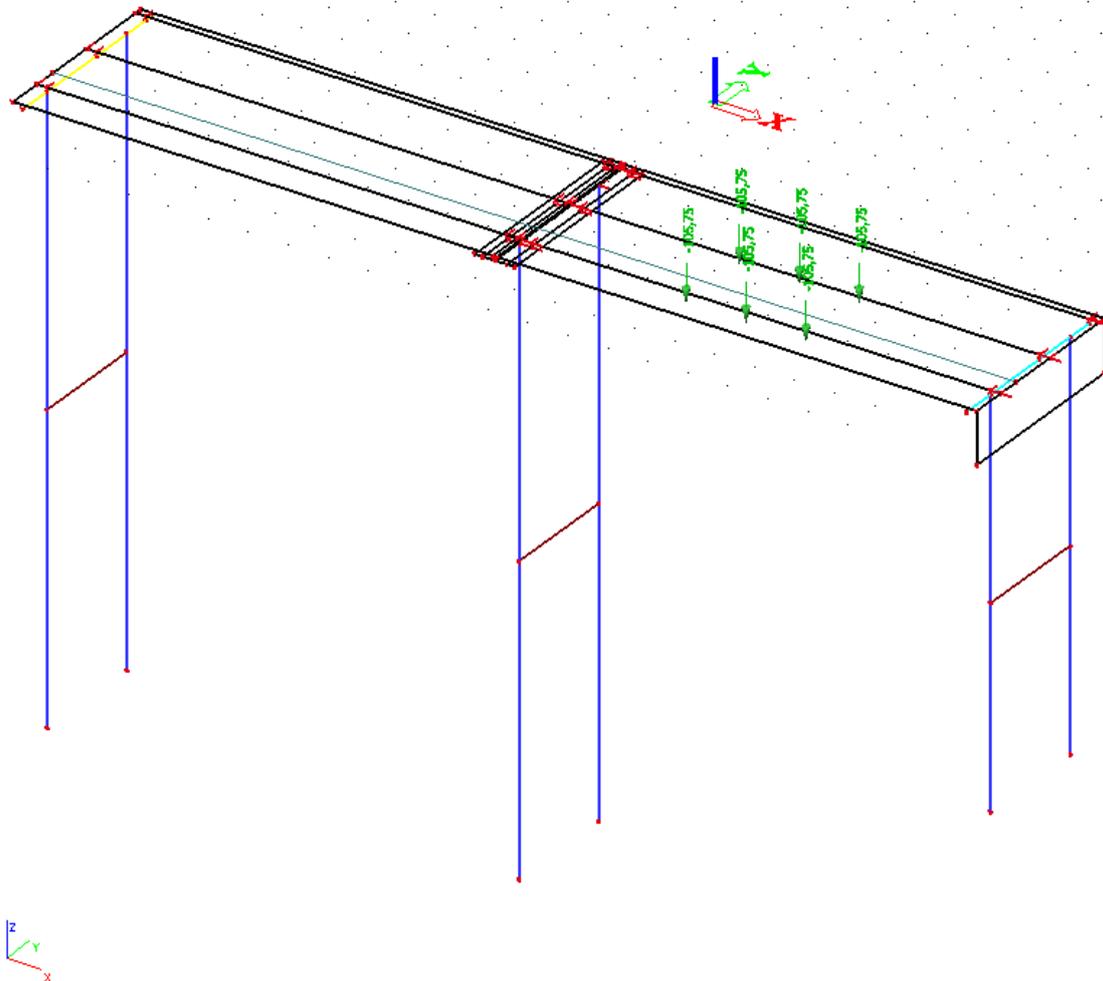


Figura 7: posição do trem-tipo inicial e carga de multidão na extremidade

2.1.4.6. Frenagem ou aceleração

É a força exercida pelo veículo, devido a sua massa, quando o mesmo se encontra em movimento, podendo a resultante ser um esforço de frenagem ou aceleração. Segundo a norma NBR 7187/2021 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), o carregamento pode ser calculado da seguinte fórmula:

FRENAGEM OU ACELERAÇÃO

$H_f = 0,25 \cdot B \cdot L \cdot CNF$, onde:

$H_f \geq 135 \text{ kN}$

B: Largura efetiva da carga distribuída de 5 kN/m^2

L: Comprimento concomitante da carga distribuída

Hf=	246,44 kN	área=	985,76 m ²
hf/área	0,025 tf/m ²		

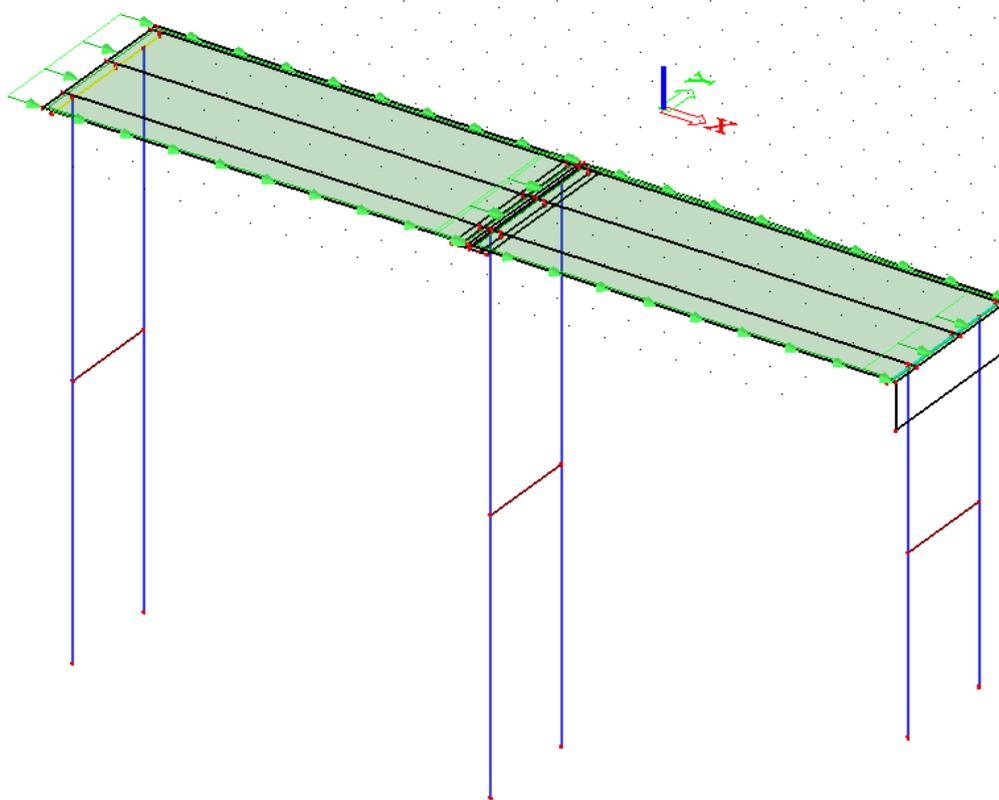


Figura 8: frenagem

2.1.4.7. Variação de Temperatura

Para que ocorram deformações longitudinais de contração ou expansão em uma determinada peça, é necessária uma temperatura que se mantenha constante por um longo período. Para fins de cálculo, adotou-se, segundo valores padrões, 15°C , valor este que será utilizado para o dimensionamento das juntas.

VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

NORTE =	2	°C
NORDESTE =	8	°C
SUDESTE =	11	°C
SUL =	15	°C
CENTRO OESTE =	13	°C

Contração/expansão $dT = 15^\circ$

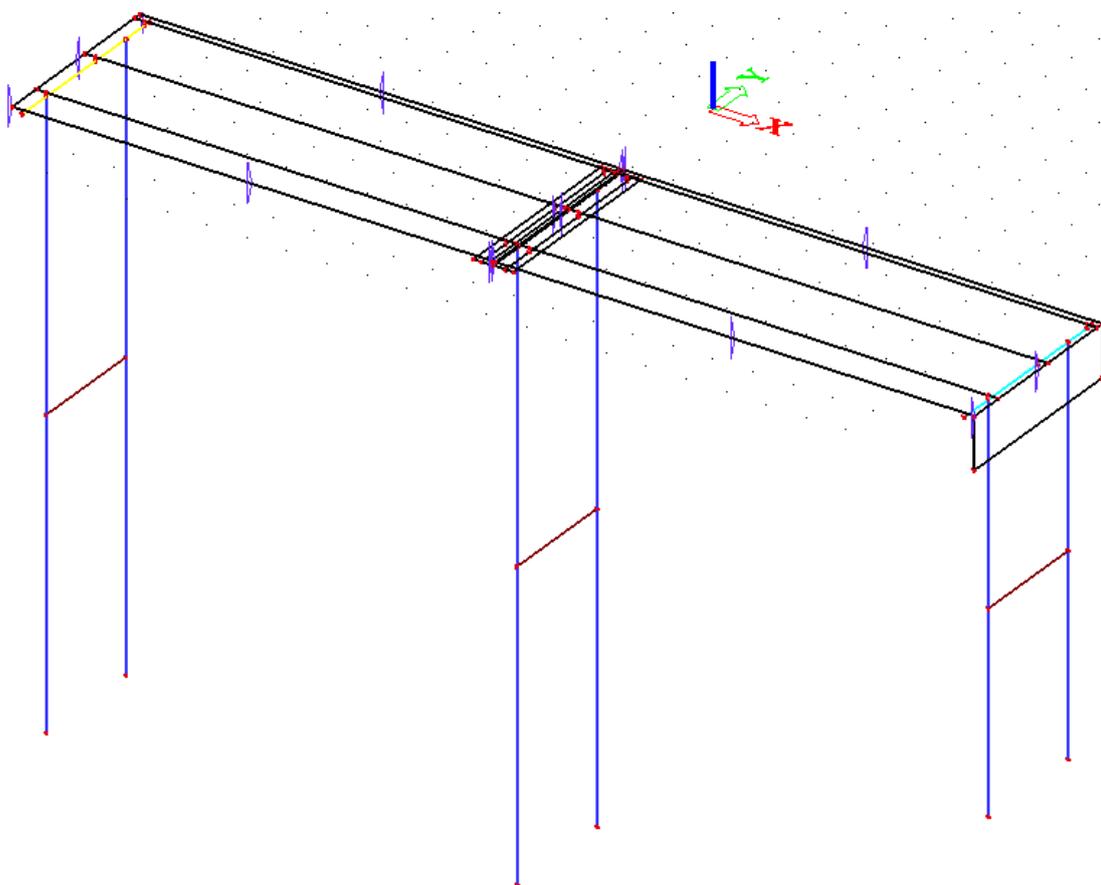


Figura 9: variação de temperatura (contração/expansão)

2.1.4.8. Retração e Fluência do concreto

FLUENCIA E RETRAÇÃO

AREA DA LAJE	3,09	m ²
PERIMETRO DA LAJE =	25	m
FCK DO CONCRETO =	35	Mpa
FLUENCIA E RETRAÇÃO =	-21	°C

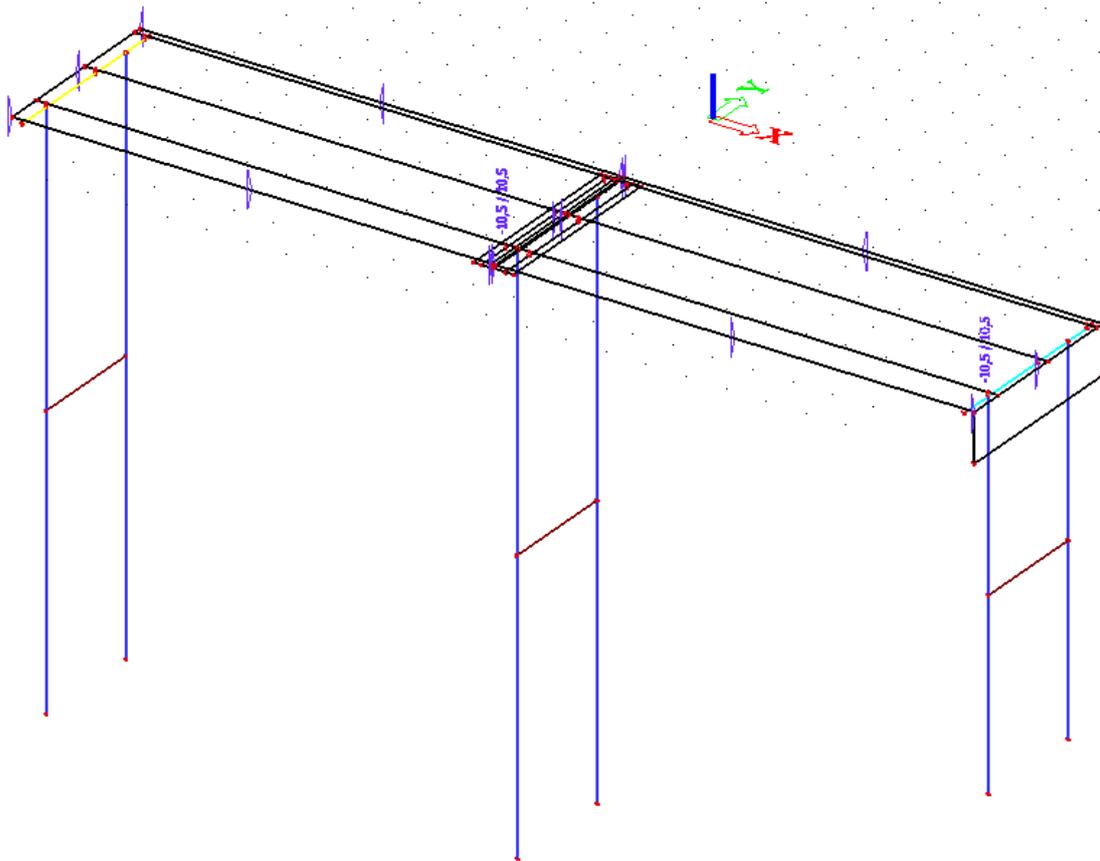


Figura 10: gradiente térmico

2.1.5. Ações e Combinações

2.1.5.1. Cargas permanentes (CP):

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem:

- Carga proveniente do peso próprio da estrutura;
- Carga proveniente do peso de pavimentação/revestimentos;
- Deformações provocadas pela retração do concreto.
- Cargas provenientes dos empuxos de terra

2.1.5.2. Cargas móveis (CM):

São aquelas de caráter transitório, compreendem:

- Cargas de multidão;
- As cargas móveis – Trem tipo TT45.



2.1.5.3. Cargas de temperatura (CT):

- Variação de temperatura

2.1.5.4. Cargas de vento (CV):

- Vento – Obra carregada
- Vento – Obra descarregada

2.1.5.5. Cargas de frenagem (CF):

- Frenagem e aceleração

2.1.5.6. Carga hidrodinâmica (CH):

- Carregamento Hidrodinâmico

Para o Estado Limite Último (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CM	CV	CT	FR	CH
COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL	1,35	1,5	1,4	1,2	1,5	0,98

Para a determinação da fundação foram utilizadas as combinações para o Estado Limite Último (ELU) desconsiderando o fator de impacto para o carregamento móvel:

	CP	CM s/impacto
ÚLTIMA NORMAL SEM IMPACTO	1.35	1.5

Para o dimensionamento geotécnico:

	CP	CM s/impacto
COMBINAÇÃO PARA FUNDAÇÃO	1	1

2.1.6. Memória de Cálculo

2.1.6.1. SUPERESTRUTURA

2.1.6.1.1. *Viga Longarina*

2.1.6.1.1.1. Esforços

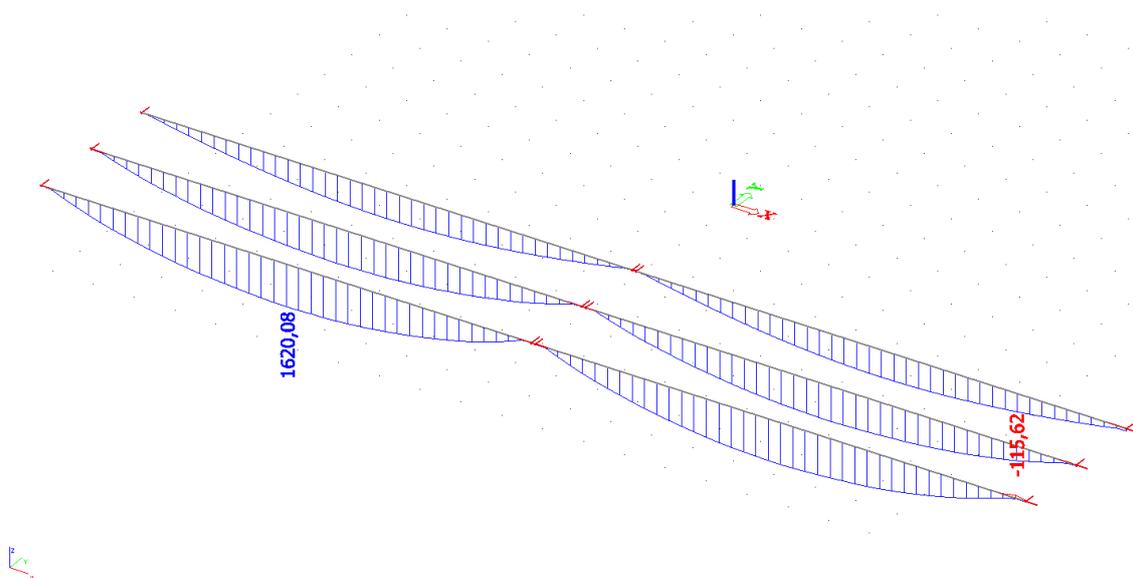


Figura 11: Combinação Última Normal

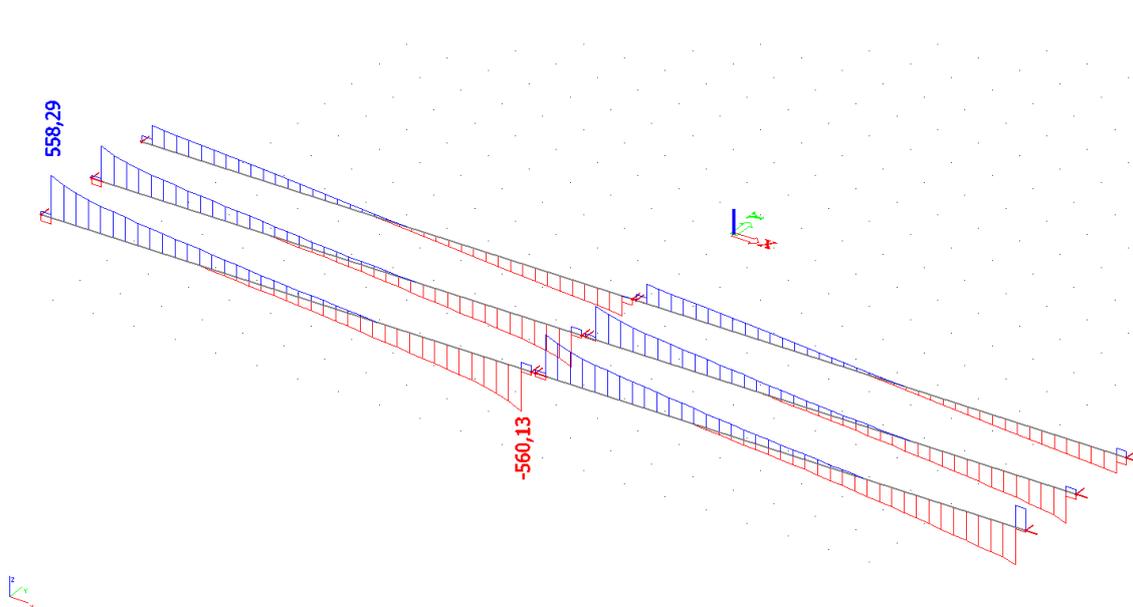


Figura 12: Combinação Última Normal – esforço cortante

2.1.6.1.1.2. Dimensionamentos

- ARMADURA SUPERIOR

- Armadura mínima

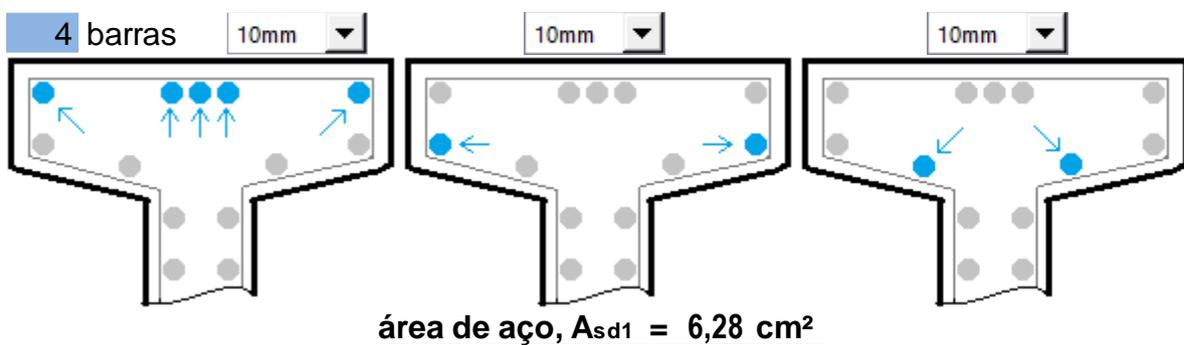
atenção às armaduras mínimas (0,15%Ac) !

- seção dos apoios : 3cm²

- seção do vão central : 3cm²

Se uma das armaduras nesta aba (9.1 ou 9.2) estiver abaixo da mínima, os reforços de armadura nas abas seguintes devem, somados a esta, atender a mínima .

O mais prático pode ser atribuir a esta armadura a mínima e aos reforços apenas a diferença necessária para atender solicitações locais .



- ARMADURA INFERIOR

• CUN

Esforços momentos fletore

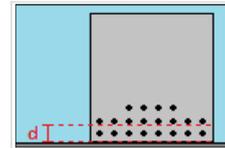
momentos fletores sobre a face tracionada

* para a combinação ÚLTIMA NORMAL : 165 tf.m

* para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : tf.m

* para a CARGA PERMANENTE : tf.m

Face tracionada inferior



Centro de Massa (d) = 0,09 m

Armação aço CA-50

Ø 8mm : 0 barra

Ø 16mm : 0 barra

Ø 20mm : 2 barras

Ø 10mm : 0 barra

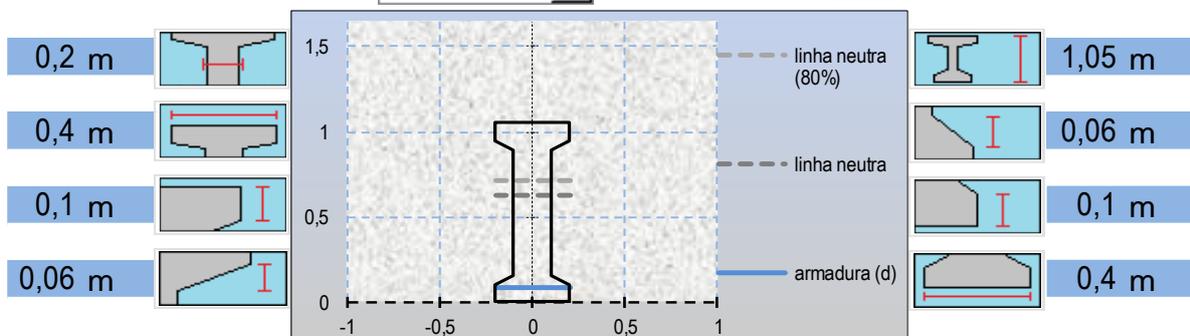
Ø 12,5mm : 0 barra

Ø 25mm : 8 barras

limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : 185 MPa

Geometria seção tipo "I"

fck do concreto : 35 Mpa



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia = $0,030 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida = 0,525

verificação ao estado limite útil (ELU)

momento solicitante = 161865 kN.cm , 165 tf.m , 1618,65 kN.m

área de aço (A_s) = $45,6 \text{ cm}^2$ (mínima = $3,93 \text{ cm}^2$) resistência do aço (R_{sd}) = 1981 kN

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 42 cm ($0,8x > 10+6/2$: seção T)

resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = 552,5 kN

momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = 494,8 kN.m

resistência da área de concreto comprimida na alma ($R_{c wd}$) = 1428 kN

momento resistente da área de concreto comprimida na alma ($M_{c wd}$) = 1132 kN.m

momento último resistente $M(u)$ = 1626,5312 kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)

momento solicitante máximo (CFS) = 0 tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = 0 tf.m

coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) = 7,46

tensões no concreto : máxima = 0 kN/cm² / mínima = 0 kN/cm²

tensões no aço : máxima = 0 kN/cm² / mínima = 0 kN/cm²

flutuação máxima de tensão no aço = 0 kN/cm² = 0 MPa

limite de flutuação de tensão = 185 MPa

- VERIFICAÇÃO PRÉ CURA

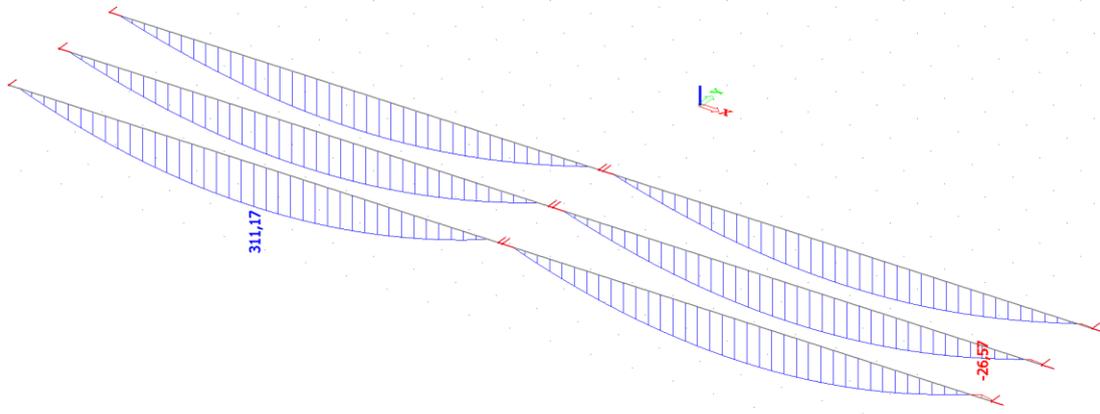


Figura 13: Combinação Carga Permanente

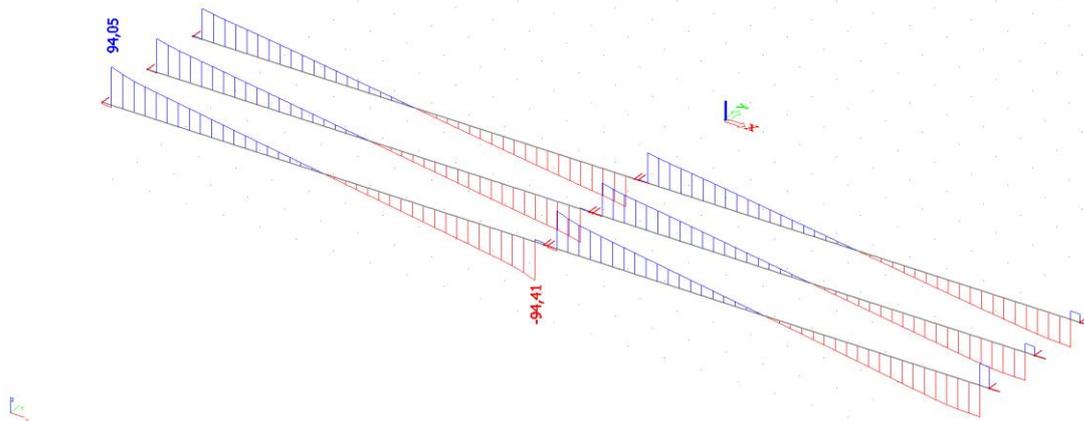


Figura 14: Combinação Carga Permanente – esforço cortante

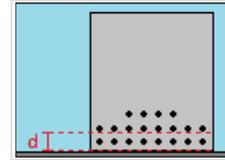
Esforços

momentos fletores sobre a face tracionada

 * para a combinação ÚLTIMA NORMAL : tf.m

 * para a combinação FREQUENTE DE SERVIÇO : tf.m

 * para a CARGA PERMANENTE : tf.m

Face tracionada

 Centro de Massa (d) = m

Armação

 Ø 8mm : barra

 Ø 16mm : barra

 Ø 20mm : barras

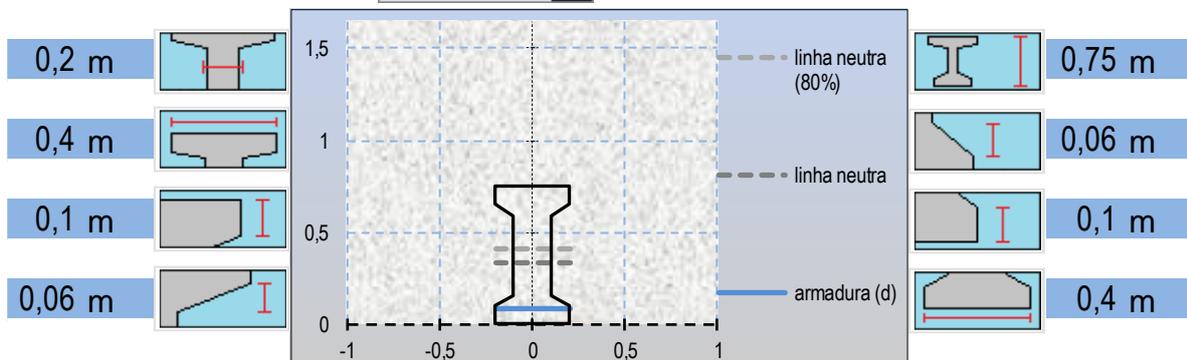
 Ø 10mm : barra

 Ø 12,5mm : barra

 Ø 25mm : barras

 limite de flutuação de tensão (curva de Woeller - NBR 6118 tabela23.2) : MPa

Geometria

 fck do concreto : Mpa


CÁLCULO DA ARMADURA

 momento de inércia = $0,012 \text{ m}^4$, distância entre centróide e face comprimida =

verificação ao estado limite útil (ELU)

 momento solicitante = kN.cm , tf.m , kN.m

 área de aço (A_s) = cm² (mínima = cm²) resistência do aço (R_{sd}) = kN

 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = cm ($0,8x > 10+6/2$: seção T)

 resistência da área de concreto comprimida nas abas (R_{cfd}) = kN

 momento resistente da área de concreto comprimida nas abas (M_{cfd}) = kN.m

 resistência da área de concreto comprimida na alma (R_{cwd}) = kN

 momento resistente da área de concreto comprimida na alma (M_{cwd}) = kN.m

 momento último resistente $M(u)$ = kN.m

verificação da fadiga (combinação freqüente de fadiga)

 momento solicitante máximo (CFS) = tf.m / momento solicitante mínimo (CP) = tf.m

 coeficiente α_e (elasticidade do concreto / elasticidade do aço) =

 tensões no concreto : máxima = kN/cm² / mínima = kN/cm²

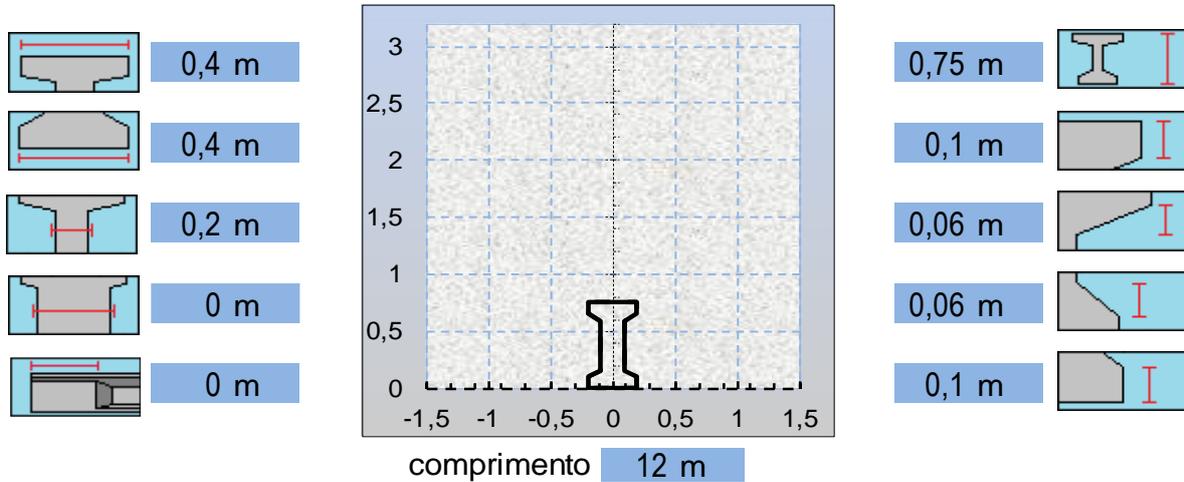
 tensões no aço : máxima = kN/cm² / mínima = kN/cm²

 flutuação máxima de tensão no aço = kN/cm² = MPa

 limite de flutuação de tensão = MPa

2.1.6.1.1.3. Dimensionamento para cisalhamento:

Armadura transversal



aço f_{yk} : 50 kN/cm² (500MPa) concreto f_{ck} : 35 Mpa

centróide da armadura frouxa : 7 cm (é o valor descontado da altura real para resultar na altura útil)

PROTENSÃO : 0 cabos de 12 cordoalhas de diâmetro 12,7 mm

(somente para PÓS-tensão : necessário para calcular a redução na largura da alma em função do espaço ocupado pelas bainhas)

Esforço cortante de projeto (máximo, às cabeceiras), V_{sd} : 558,29 kN

*ângulo entre biela comprimida e eixo longitudinal , $\theta_f = 45^\circ$

*força cortante absorvida por mecanismos adicionais, $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot d$

*força cortante resistente das diagonais comprimidas, $V_{Rd} = 0,27(1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \text{sen}\theta_f \cdot \text{cos}\theta_f$

*armadura mínima, $A_{s_mín} = 0,2 \times 0,3 \times f_{ck}^{(2/3)} / f_{yd}$

para o cisalhamento na alma

* V_{Rd} na alma, $V_{Rd2} = V_{Rd} \cdot b_w$

* $A_{s_mín}$ na alma, $A_{s_mín1} = A_{s_mín} \cdot b_w$

* V_c na alma, $V_{c0} = V_c \cdot b_w$

*cortante absorvido pela armadura, $V_{sw} = V_{sd} - V_{c0}$

para o cisalhamento da ligação mesa-alma

* $A_{s_mín}$ nas mesas, $A_{s_mín2} = A_{s_mín} \cdot h_f$

* $A_{sl,w}$: armadura longitudinal na alma

* $A_{sl,f}$: armadura longitudinal na mesa

* V_{Rd} nas mesas , $V_{Rd2,f} = V_{Rd} \cdot h_f$

* V_c nas mesas, $V_{cf0} = V_c \cdot h_f$

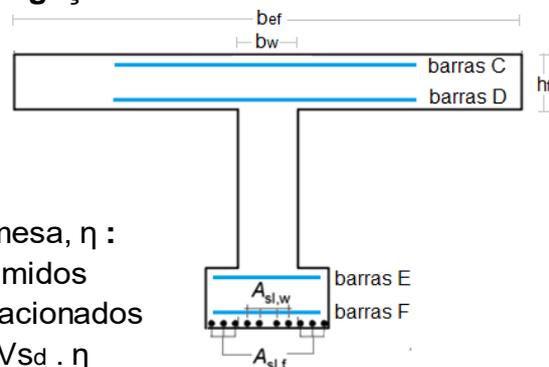
*parcela de força cortante desviada para a mesa, η :

$$\eta = (b_{ef} - b_w) / 2b_{ef} \quad , \quad \text{para banzos comprimidos}$$

$$\eta = A_{sl,f} / 2(A_{sl,f} + A_{sl,w}) \quad , \quad \text{para banzos tracionados}$$

*força cortante na ligação alma-mesa, $V_{fd} = V_{sd} \cdot \eta$

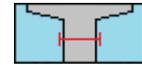
*força de tração na mesa por unidade de comprimento, $\eta_{fd} = V_{fd} \cdot \text{tg}\theta_f / 0,9d$



Seção aos m (máximo, às cabeceiras)

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : 558,29 kN



0,20 m

Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 789,48 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 130,966 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 427,324 kN

Armadura calculada = 16,1 cm²/m

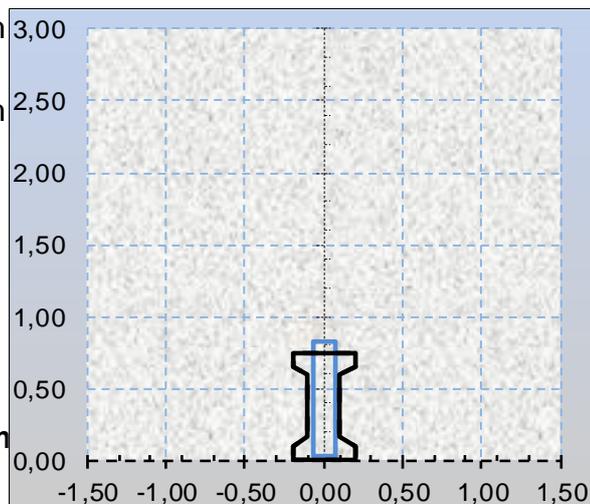
Armadura mínima = 2,95 cm²/m

estribos A : diâmetro

estribos B : diâmetro

espaçamento : cm

Armadura adotada = 24,5 cm²/m



Seção aos m

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : 372,193 kN



0,20 m

Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 789,48 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 130,966 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 241,227 kN

Armadura calculada = 9,07 cm²/m

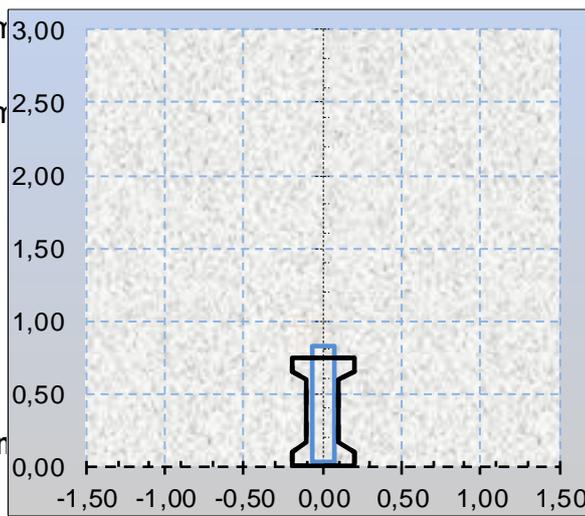
Armadura mínima = 2,95 cm²/m

estribos A : diâm

estribos B : diâm

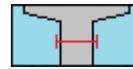
espaçamento : cm

Armadura adotada = 15,7 cm²/m



Seção aos **3** m

Cisalhamento da alma



0,20 m

Força cortante de projeto, V_d : 279,145 kN

Força cortante resistente das diagonais comprimidas , V_{rd2} = 789,48 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 130,966 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 148,179 kN

Armadura calculada = 5,57 cm²/m

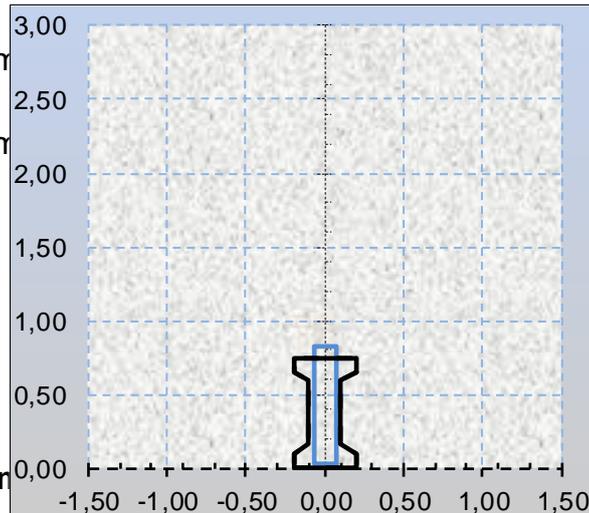
Armadura mínima = 2,95 cm²/m

estribos A : diâmetro 5

estribos B : diâmetro 1

espaçamento : **20** cm

Armadura adotada = 7,85 cm²/m



2.1.6.1.1.4. Armadura de pele:

Armadura de pele no vão

Armação necessária em cada face lateral: 1,5 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 3,75 cm²

Diâmetro das barras **8** mm

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 25 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 1,5 cm² necessários à cada face, totalizando 14 barras.

2.1.6.1.2. Laje Principal

2.1.6.1.2.1. Características geométricas

- Comprimento da laje: 20,10 m
- Largura da laje: 9,20 m
- Espessura da laje: 0,15 m
- Volume de concreto: 27,74 m³

2.1.6.1.2.2. Esforços

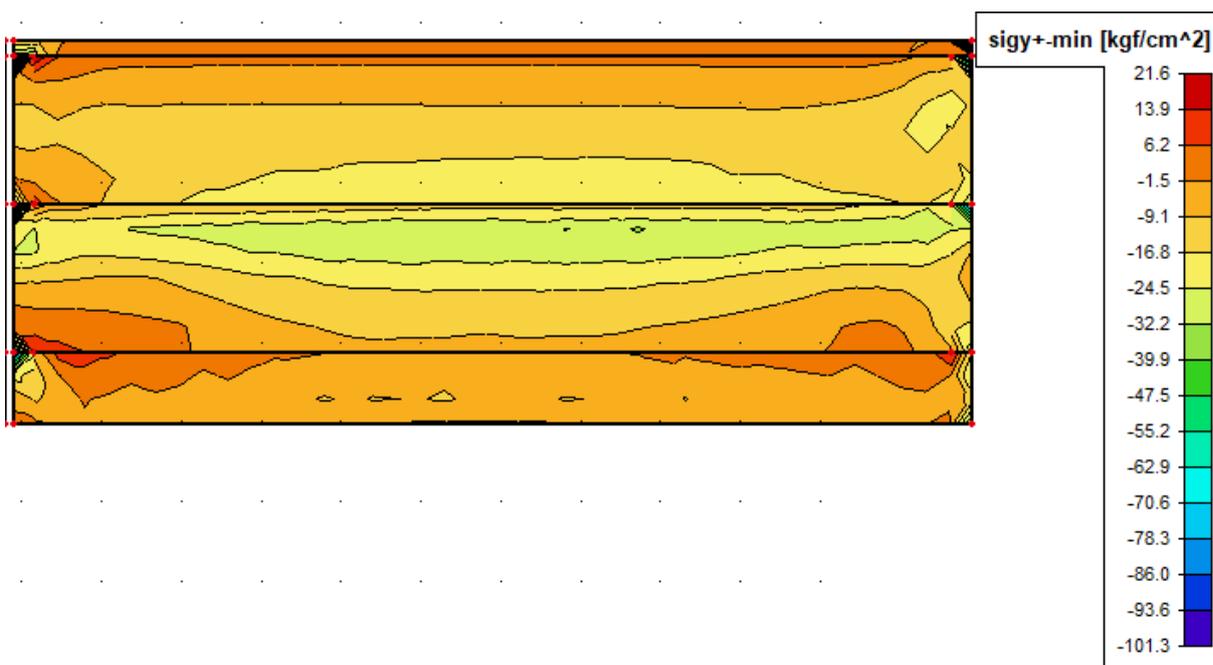


Figura 15: Tensão máxima na face superior +Y = 101,3g/cm²

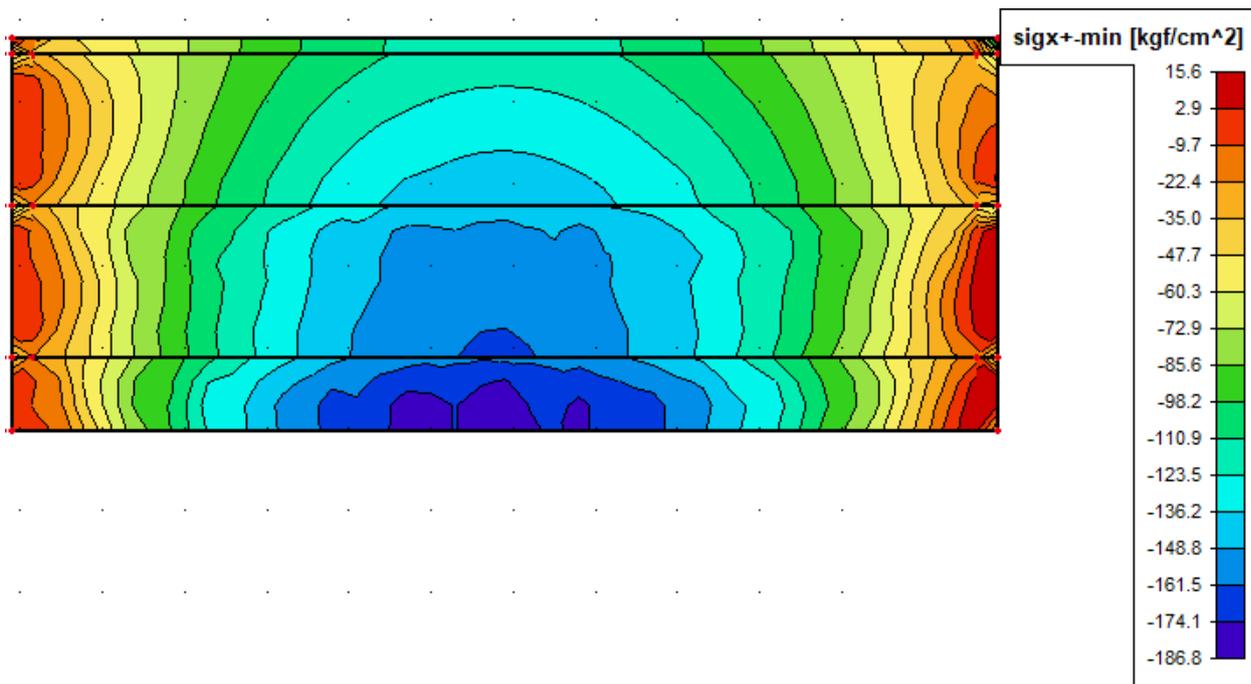


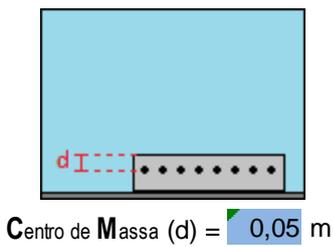
Figura 16: Tensão máxima na face superior +X = 98,2kg/cm²

2.1.6.1.2.3. Dimensionamento

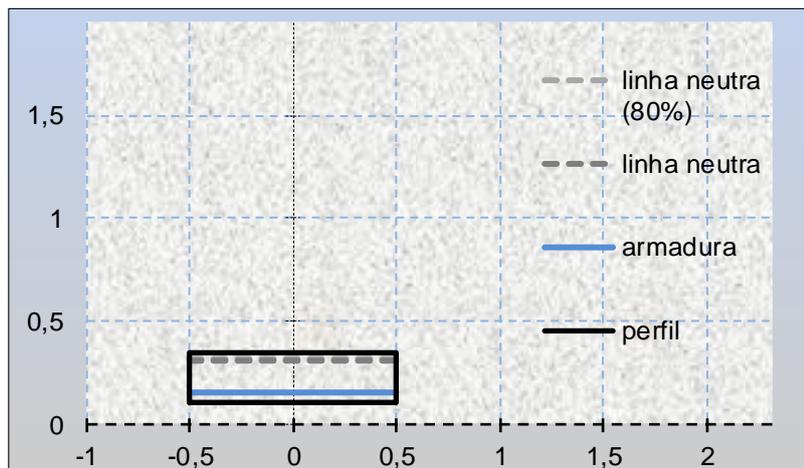
A armadura transversal inferior da laje será disposta nas lajotas.

Armadura LONGITUDINAL

tensão sobre a face tracionada = 98,2 kgf/cm²



espessura = 0,25 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 12,5 mm espaçamento = 8 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

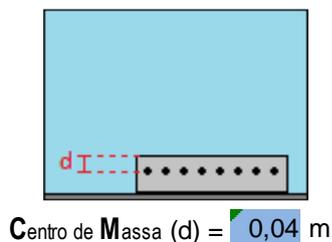
CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 130208,3333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 12,5 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 10034,8125 \text{ kN.cm} = 10,2 \text{ t.m} = \underline{100,34813 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

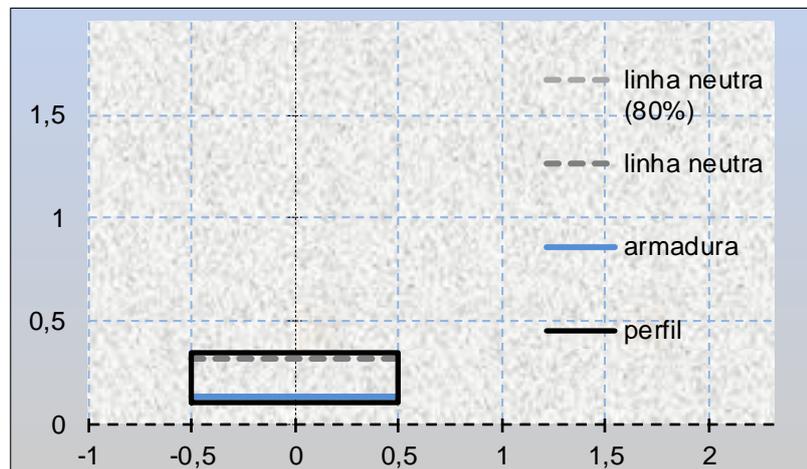
$$\begin{aligned} 15,34 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 666,9 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 4,58 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 666,9 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 119,7 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{119,67826 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

Armadura TRANSVERSAL

tensão sobre a face tracionada = 101 kgf/cm²



espessura = 0,25 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 12,5 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 130208,3333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 12,5 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 10351,59375 \text{ kN.cm} = 10,6 \text{ t.m} = \underline{103,51594 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 12,27 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 533,6 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 3,66 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 533,6 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 106,2 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{106,23326 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

2.1.6.1.3. Lajotas pré-moldadas

2.1.6.1.3.1. Características geométricas

- Comprimento das lajotas internas: 1,67m
- Largura das lajotas: variável de 53cm a 126cm
- Espessura das lajotas: 10 cm

2.1.6.1.3.2. Esforços

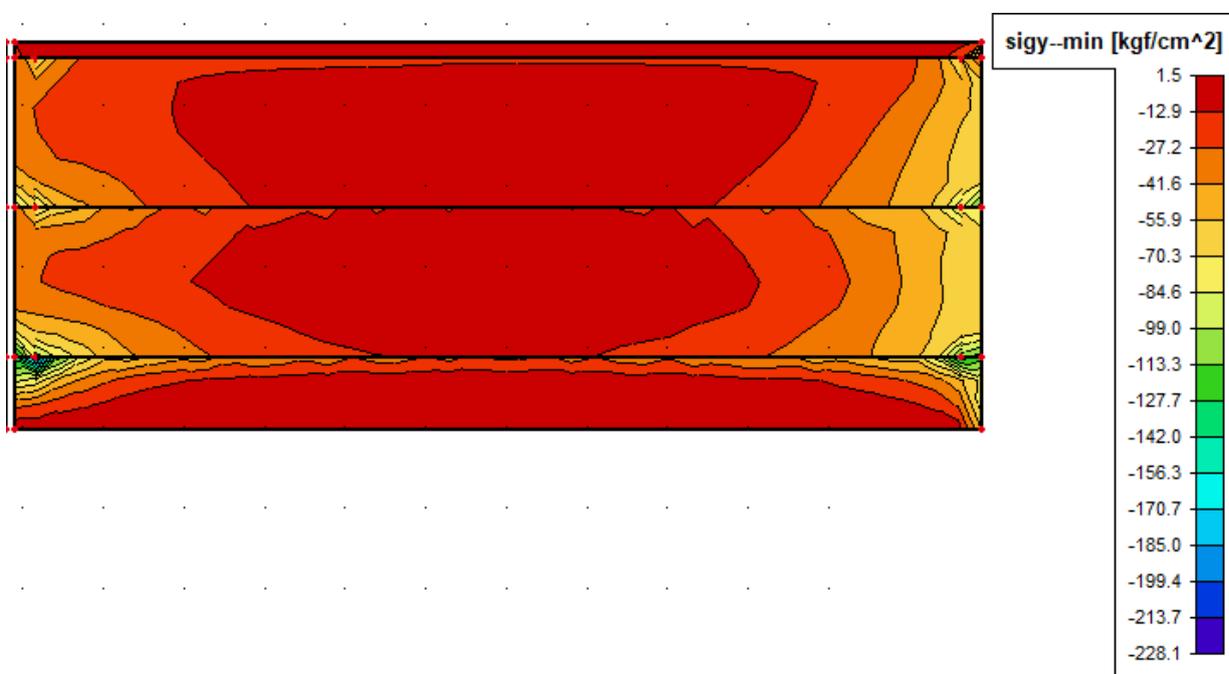


Figura 17: Tensão máxima na face superior $-Y = 70,3\text{kg/cm}^2$

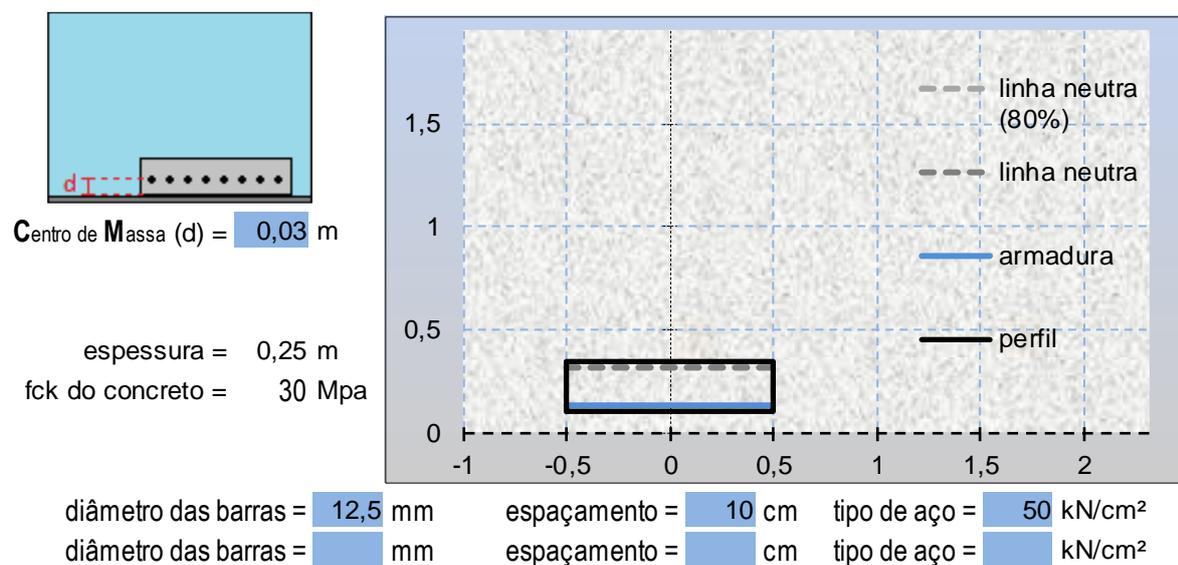
2.1.6.1.3.3. Dimensionamento

Para as armaduras transversais das lajotas foram adotadas as armaduras mínimas calculadas.

Lajota interna: As, mín.: Ø6,3mm c/20cm

- Armadura lajota interna

tensão sobre a face tracionada = 70,3 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 130208,3333 cm⁴
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm
momento solicitante = 7183,78125 kN.cm = 7,32 t.m = 71,837813 kN.m

12,27 cm² de aço nas barras = 533,6 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 3,66 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 533,6 kN
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 107,4 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd = 107,43377 kN.m

2.1.6.2. MESOESTRUTURA

2.1.6.2.1. *Aparelho de apoio*

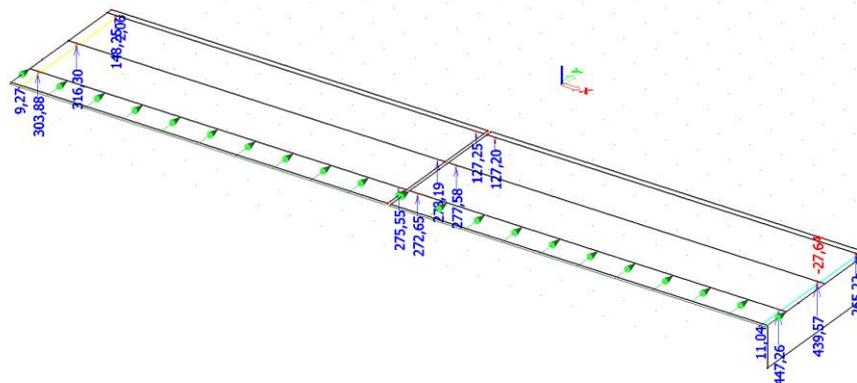


Figura 18: carga vertical = 447,26kN

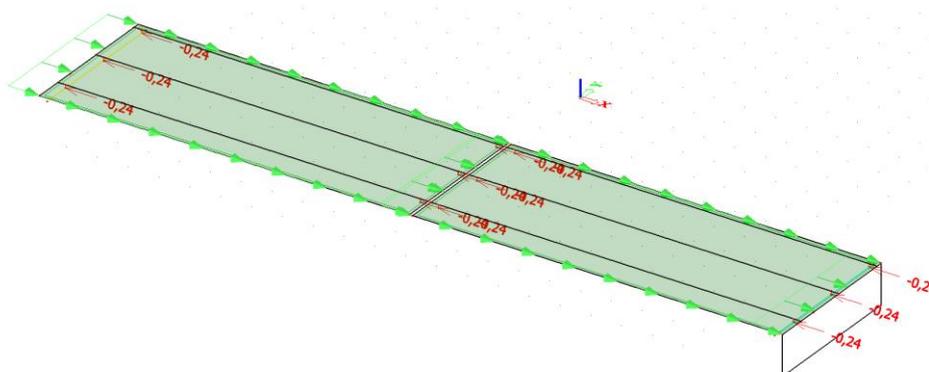


Figura 19: carga longitudinal máxima (frenagem) = 0,24kN

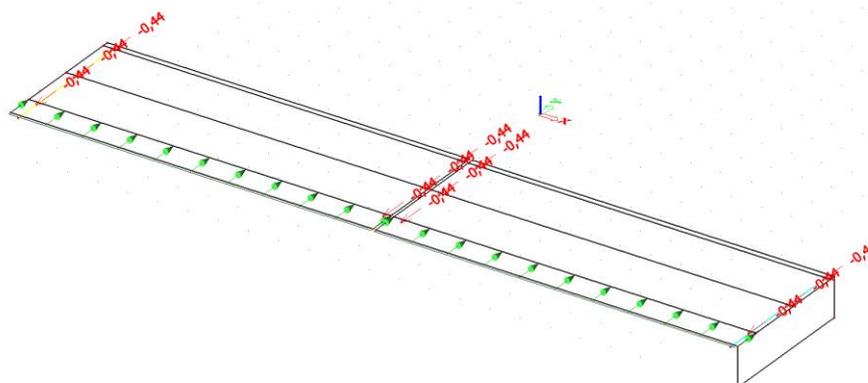
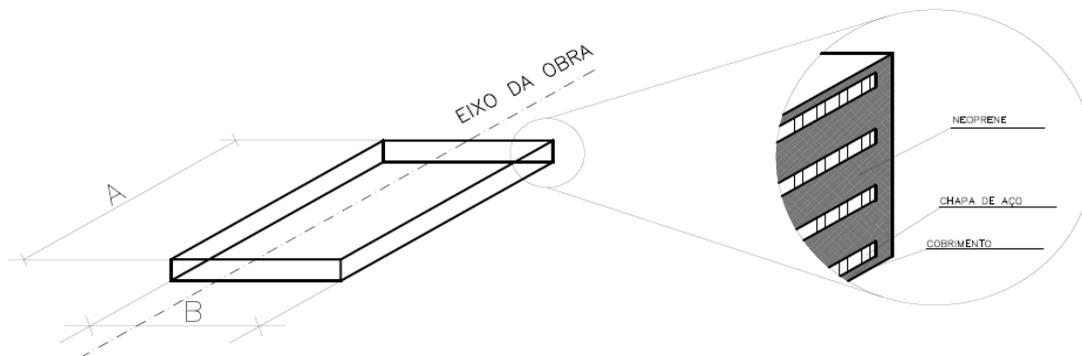


Figura 20: esforço transversal = 0,44kN

CÁLCULO DO APARELHO DE APOIO

APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO



Comprimento do aparelho (A):	30 cm
Largura do aparelho (B):	20 cm
Número de lâminas de neoprene:	3 und.
Espessura de cada lâmina de neoprene:	8 mm
Número de chapas de aço:	4 und.
Espessura de cada chapa de aço:	3 mm
Cobrimento de neoprene:	2,5 mm
Módulo de cisalhamento do neoprene (Gn):	10 kgf/cm ²
Carga vertical (N):	44,726 tf
Esforço longitudinal máximo (frenagem):	0,24 tf
Esforço longitudinal máximo (ações longa duração):	0 tf
Esforço transversal (T):	0,44 tf
Rotação da viga no apoio (θ):	0,0012 rad
Tensão média do apoio:	30 kgf/cm ²
Apoio sobre concreto	<input type="radio"/>
Apoio sobre aço	<input type="radio"/>



a) Dimensões de cálculo do neoprene:

a =	29,5 cm
b =	19,5 cm
A =	575,25 cm ²
Hn =	0,8 cm
n =	3

b) Compressão simples

Tensão média atuante (σ_c) = 77,75054 kgf/cm² OK

Fator de forma de uma lâmina de neoprene: 7,4

Tensão de cisalhamento no elastômero (τ_c) = 15,76025 kgf/cm² OK

c) Esforços longitudinais

Tensão de cisalhamento de longa duração (τ_{ld}) = 0 kgf/cm² OK

Tensão de cisalhamento de frenagem (τ_{din}) = 0,41721 kgf/cm²

$1 \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} < 7$: (70% do módulo de cisalhamento) 0,208605 kgf/cm² OK

d) Rotação imposta

$\tau_\alpha \leq 15$: (1,5Gn) 4,1 kgf/cm² OK

e) Solicitações combinadas

$\tau_c + \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} + \tau_\alpha < 50$: (5Gn) 20,06885 kgf/cm² OK

f) Flambagem 8,125 OK

g) Segurança contra o deslizamento:

Coefficiente de atrito (μ) = 0,186667

Força de deslizamento atuante (Hd) = 440 kgf

Força de deslizamento resistente (Hrd) = 3221,4 kgf OK

2.1.6.2.2. Encontro leve

2.1.6.2.2.1. Esforços

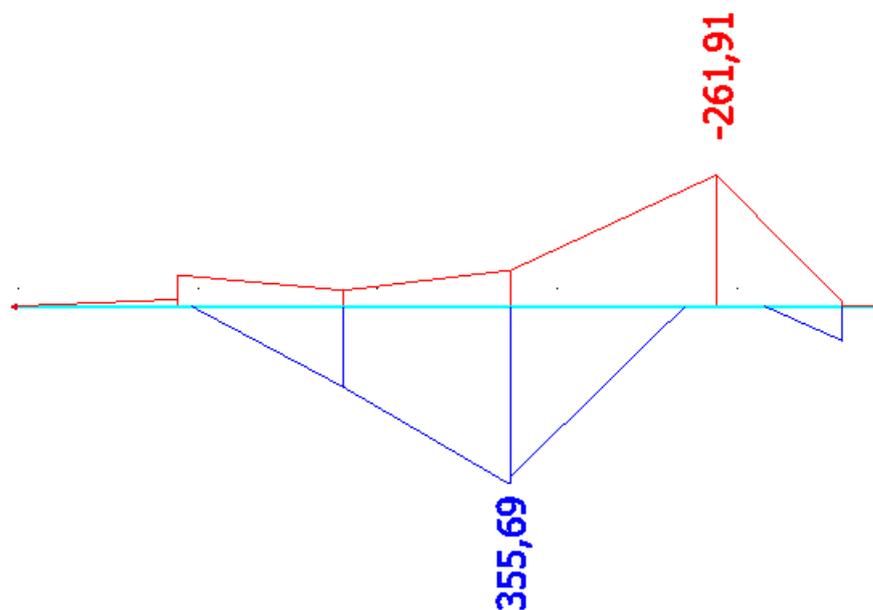


Figura 21: Momento fletor máximo positivo = 355,69 kN.m
Momento fletor máximo negativo = -261,91 kN.m

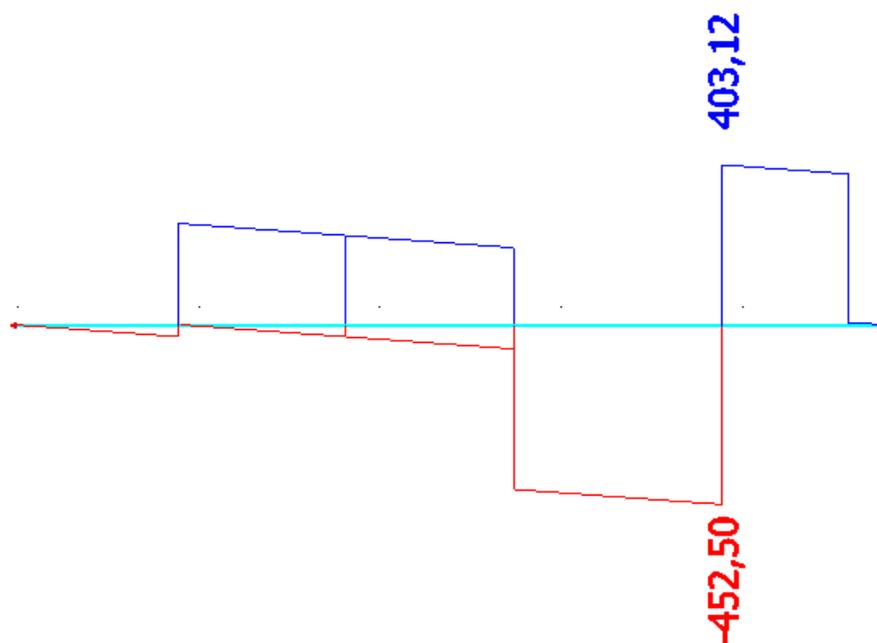
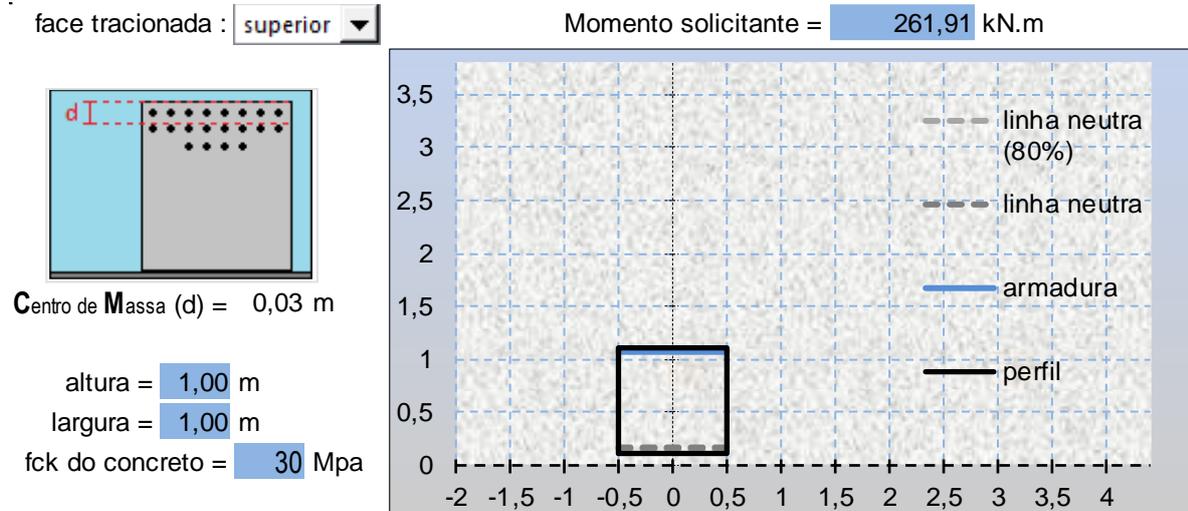


Figura 22: Esforço cortante positivo = 452,50 kN

2.1.6.2.2.2. Dimensionamento



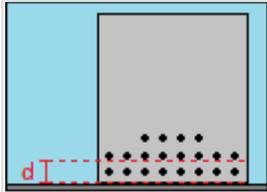
tipo de aço = <input type="text" value="50"/> kN/cm ²	
diâmetro das barras = <input type="text" value="10"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="12,5"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="16"/> mm	número de barras = <input type="text" value="10"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="20"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento solicitante =	$26191 \text{ kN.cm} = 26,7 \text{ t.m} = \underline{261,91 \text{ kN.m}}$
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) =	827 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd =	<u>826,97894 kN.m</u>



face tracionada : inferior

Momento solicitante = 355,69 kN.m

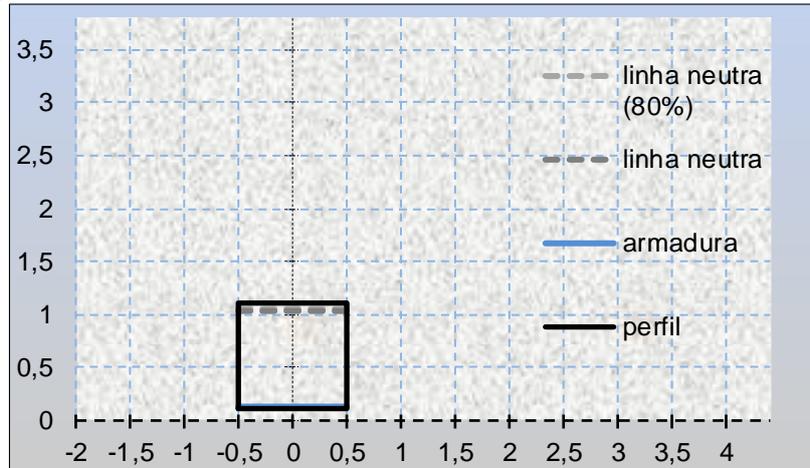


Centro de Massa (d) = 0,03 m

altura = 1,00 m

largura = 1,00 m

fck do concreto = 30 Mpa



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 10 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 12,5 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 10
diâmetro das barras = 25 mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA			
momento solicitante	=	35569 kN.cm	= 36,3 t.m = 355,69 kN.m
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) = 827 kN.m			
momento último resistente M(u) = Mcwd = 826,97894 kN.m			

- Armaduras de cisalhamento

comprimento da viga :	4,8 m
fck do concreto :	30 Mpa
altura útil :	0,85 m

1	primeiros 480 cm	
cortante de projeto :	453 KN	armadura calculada : -8,6 cm ² /m
largura da alma :	1 m	armadura mínima : 13,3 cm ² /m
Vco : 739 kN / Vrd2 :	4328 kN	armadura empregada : 20,1 cm ² /m
estribos no espaçamento :	2	espaçamento (armadura empregada) : 10 cm
diâmetro do estribo :	8 mm	variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo :	2 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
48 estribos em 4,8 m e espaçamento de 10 cm		

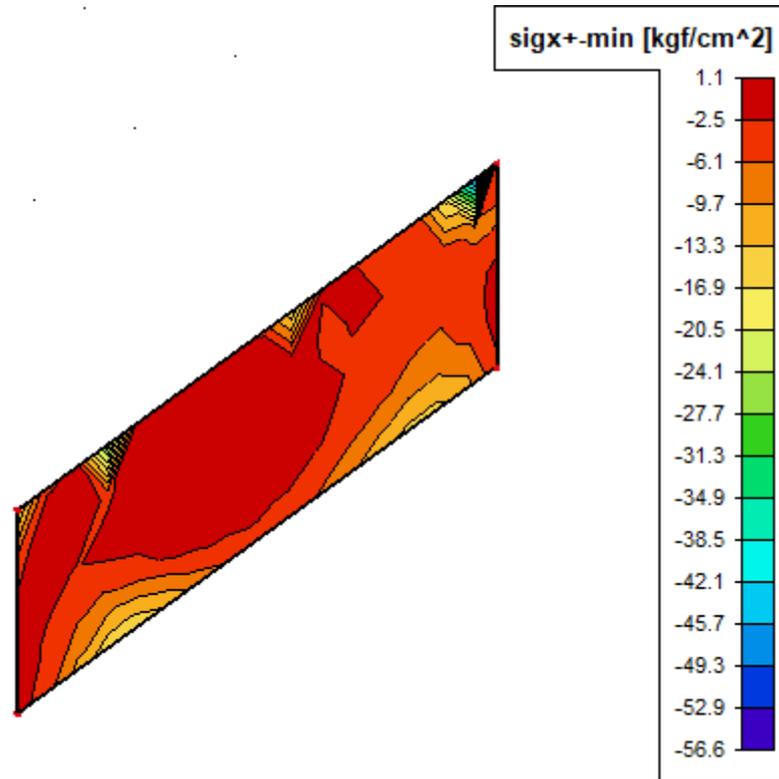


Figura 23: Tensão máxima na face +X = 24,1kg/cm²

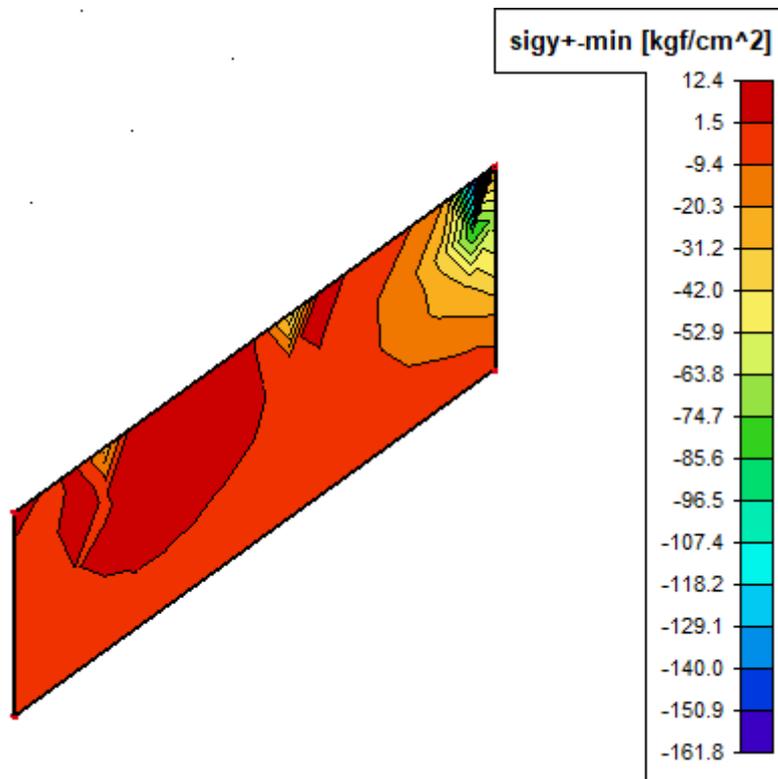


Figura 24: Tensão máxima na face +Y = 63,8kg/cm²



2.1.6.2.2.3. Dimensionamento

-Armaduras nas cortinas do encontro

face tracionada : superior

tensão sobre a face tracionada = 0 kg/cm²

face tracionada :

Centro de Massa (d) = 0,05 m
 altura = 1,00 m
 largura = 0,80 m
 fck do concreto = 30 Mpa
 fck do concreto = 30 Mpa

tensão sobre a face tracionada = 0 kg/cm²

linha neutra (80%)
 linha neutra (80%)
 linha neutra (80%)
 armadura inferior
 armadura superior
 perfil lateral 1
 perfil lateral 2

tipo de aço =	50 kN/cm ²
diâmetro das barras =	16 mm
número de barras =	3
diâmetro das barras =	16 mm
número de barras =	3
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

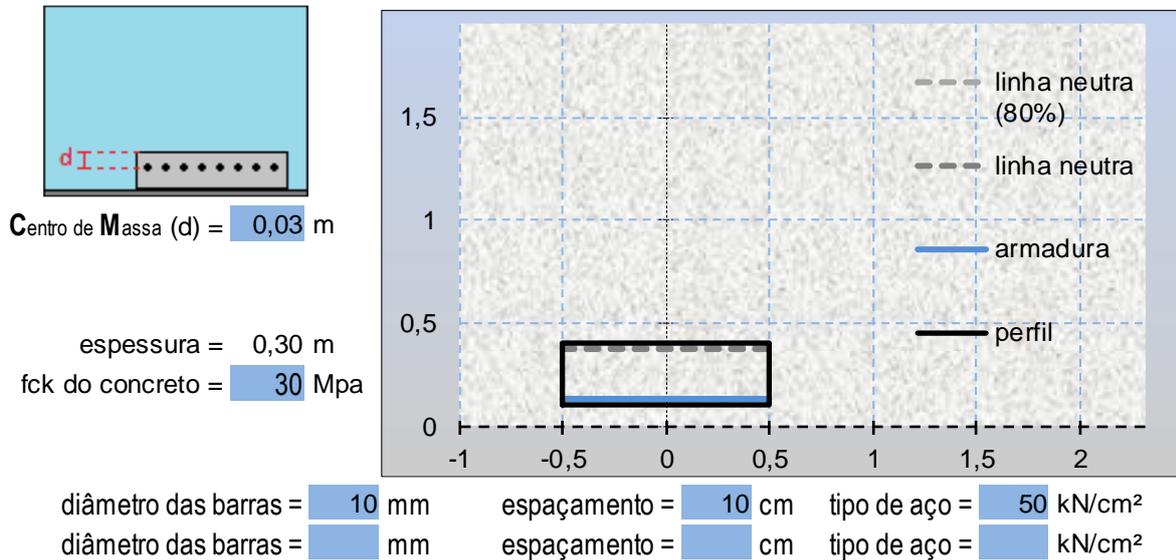
momento de inércia da seção = 2500000 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 50 cm
 momento solicitante = 0 kN.cm = 0 t.m = 0 kN.m

6,032 cm² de aço nas barras = 262,3 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 6 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 262,3 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 243,4 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 243,3731 kN.m

-Armaduras verticais na cortina

Armadura VERTICA

tensão sobre a face tracionada = 24,1 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

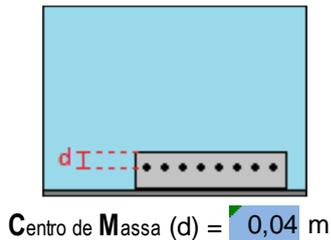
$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 225000 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 15 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 3546,315 \text{ kN.cm} = 3,62 \text{ t.m} = \underline{35,46315 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7,854 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 341,5 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 2,34 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 341,5 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 89 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{88,997942 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

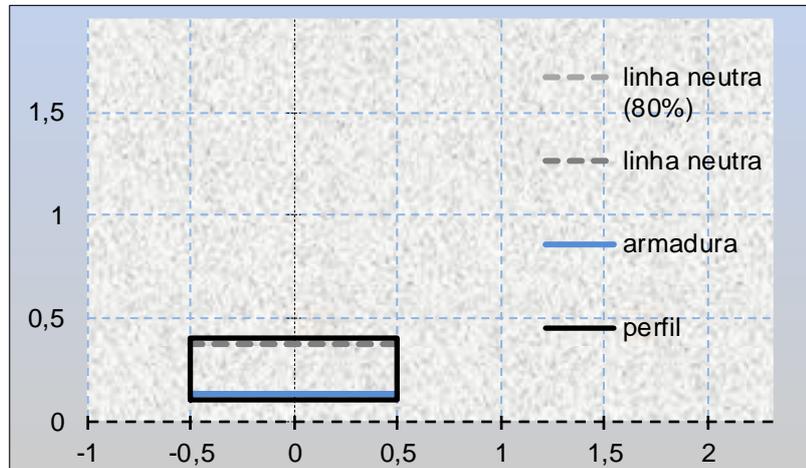
-Armaduras horizontais na cortina

Armadura HORIZONTAL

tensão sobre a face tracionada = 63,8 kgf/cm²



espessura = 0,30 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm espaçamento = 8 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
distância do CG até a face comprimida = 15 cm
momento solicitante = 9388,17 kN.cm = 9,57 t.m = 93,8817 kN.m

9,817 cm² de aço nas barras = 426,8 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,93 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 426,8 kN
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 108,1 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd = 108,11289 kN.m

2.1.6.2.3. Alas

2.1.6.2.3.1. Esforços

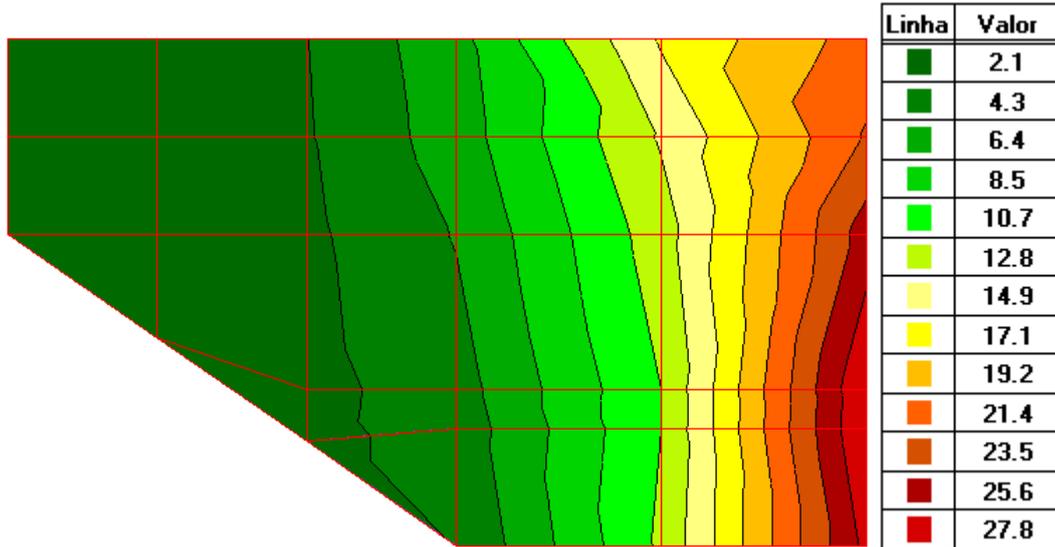


Figura 25: Tensão máxima na face +X = 27,8kg/cm²

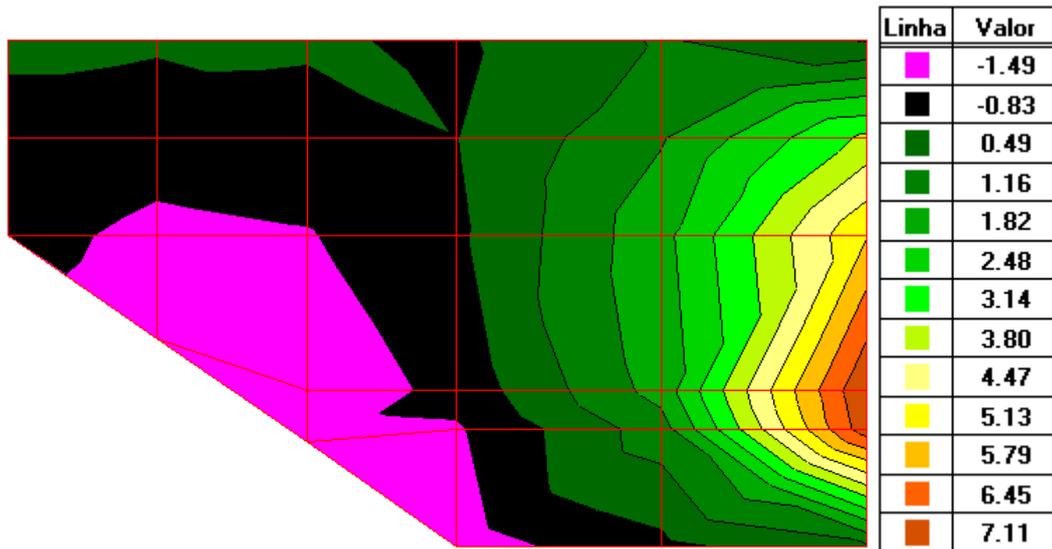
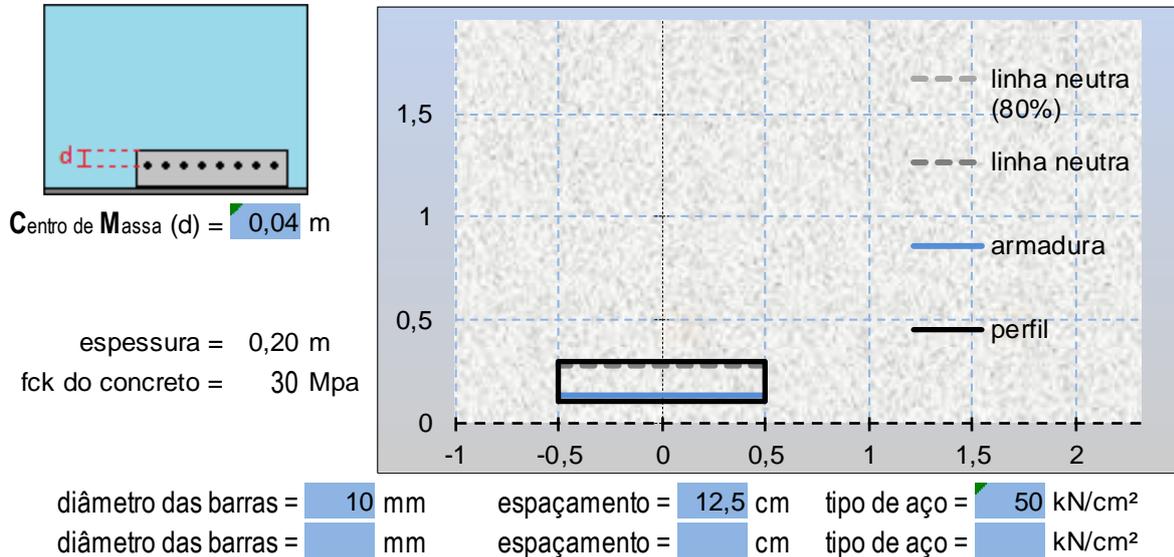


Figura 26: Tensão máxima na face +Y = 7,11kg/cm²

2.1.6.2.3.2. Dimensionamento

Armadura HORIZONTAL

tensão sobre a face tracionada = 27,8 kgf/cm²



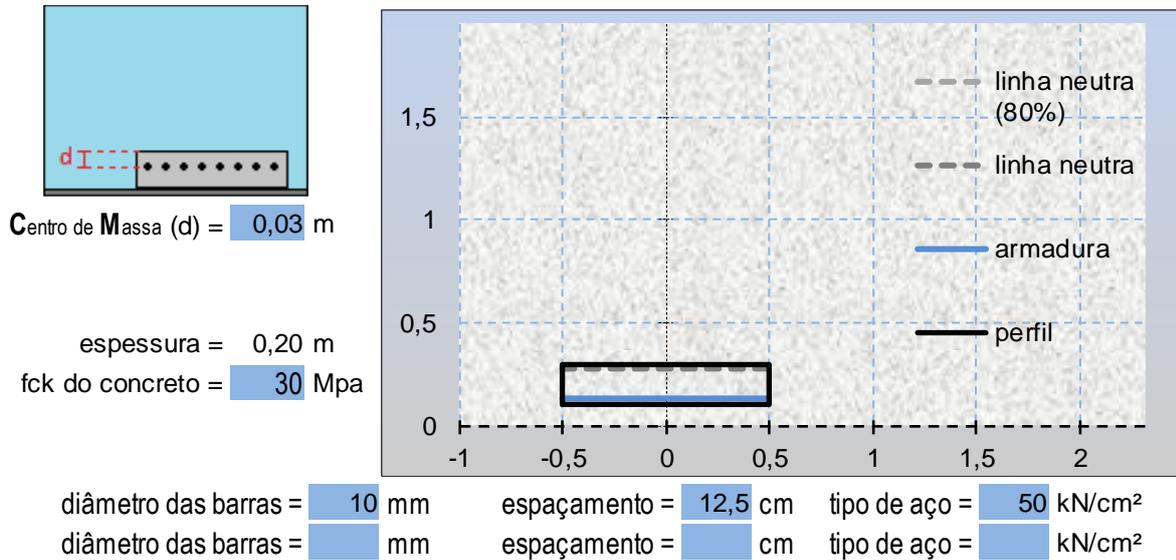
CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 66666,66667 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 10 cm
 momento solicitante = 1818,12 kN.cm = 1,85 t.m = 18,1812 kN.m

6,283 cm² de aço nas barras = 273,2 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 1,87 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 273,2 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 43,03 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 43,026403 kN.m

Armadura VERTICAL

tensão sobre a face tracionada = **7,11** kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 66666,66667 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 10 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 464,994 \text{ kN.cm} = 0,47 \text{ t.m} = \underline{4,64994 \text{ kN.m}} \\ \\ 6,283 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 273,2 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 1,87 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 273,2 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 44,39 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{44,392312 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

2.1.6.2.4. Travessa

2.1.6.2.4.1. Esforços

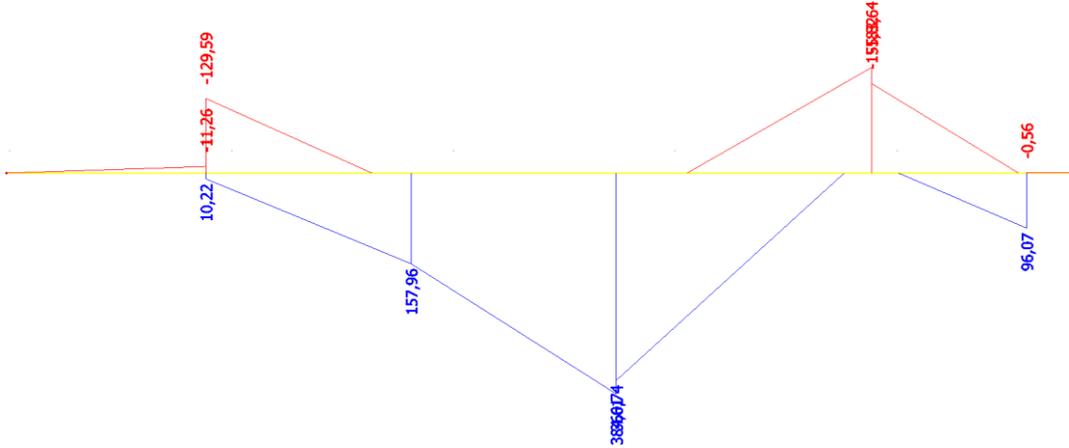


Figura 27: Momento fletor máximo positivo = 769,22 kN.m

Momento fletor máximo negativo = -367,28 kN.m

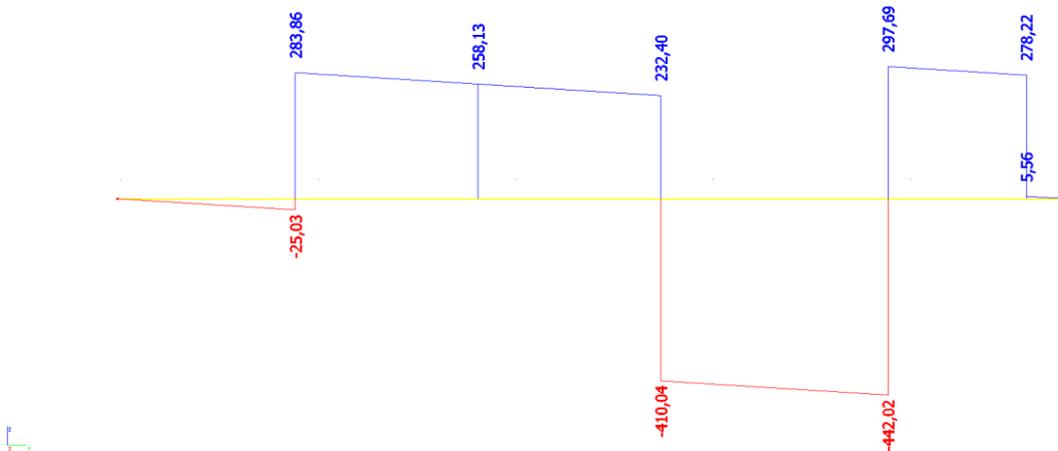
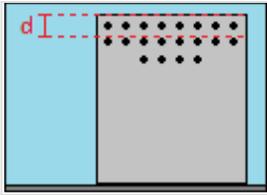


Figura 28: Esforço cortante positivo = 884,04 kN

2.1.6.2.4.2. Dimensionamento

face tracionada :

Momento solicitante = kN.m

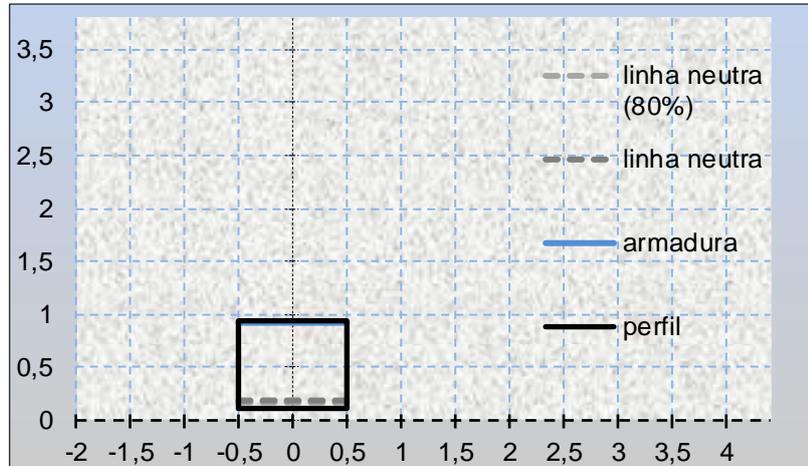


Centro de Massa (d) = m

altura = m

largura = m

fck do concreto = Mpa



tipo de aço = <input type="text" value="50"/> kN/cm ²	
diâmetro das barras = <input type="text" value="10"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="12,5"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="16"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="20"/> mm	número de barras = <input type="text" value="8"/>

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = kN.cm = t.m = kN.m

25,13 cm² de aço nas barras = kN de resistência (Rsd)

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

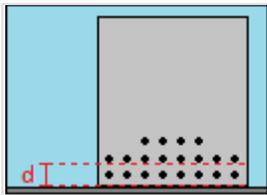
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = kN

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

momento último resistente M(u) = Mcwd = kN.m

face tracionada : inferior ▾

Momento solicitante = 367,28 kN.m

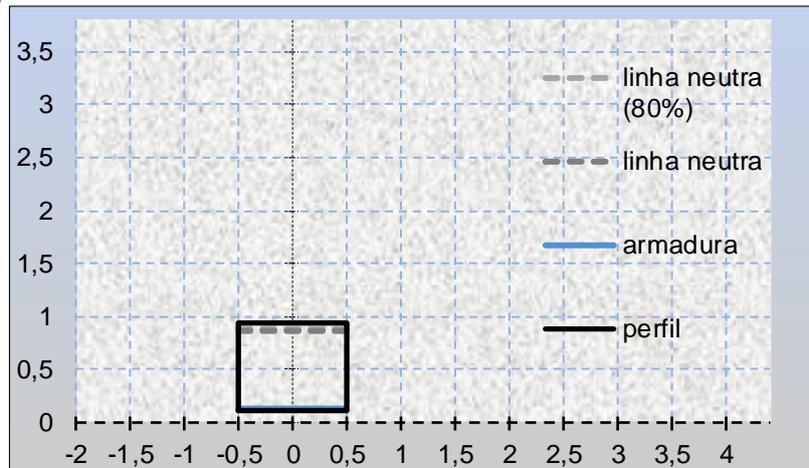


Centro de Massa (d) = 0,03 m

altura = 0,84 m

largura = 1,00 m

fck do concreto = 30 Mpa



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 10 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 12,5 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 20 mm	número de barras = 8

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = 36728 kN.cm = 37,4 t.m = 367,28 kN.m25,13 cm² de aço nas barras = 1093 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 7,5 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 1093 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 852,3 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 852,33162 kN.m

- Armaduras de cisalhamento

comprimento da viga : 4,8 m
fck do concreto : 30 Mpa
altura útil : 0,71 m

1	primeiros 480 cm
cortante de projeto : 884 KN	armadura calculada : 9,43 cm ² /m
largura da alma : 1 m	armadura mínima : 13,3 cm ² /m
Vco : 620 kN / Vrd2 : 3635 kN	armadura empregada : 20,1 cm ² /m
estribos no espaçamento : 2	espaçamento (armadura empregada) : 10 cm
diâmetro do estribo : 8 mm	variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo : 2 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
48 estribos em 4,8 m e espaçamento de 10 cm	

- Armaduras de pele

Armação necessária em cada face lateral: 8,4 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 4,2 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 28 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 10 barras com uma distância de 8 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 5,027 cm² de aço dos 4,2 cm² necessários à cada face, totalizando 20 barras.

2.1.6.2.5. Pilares

2.1.6.2.5.1. Esforços

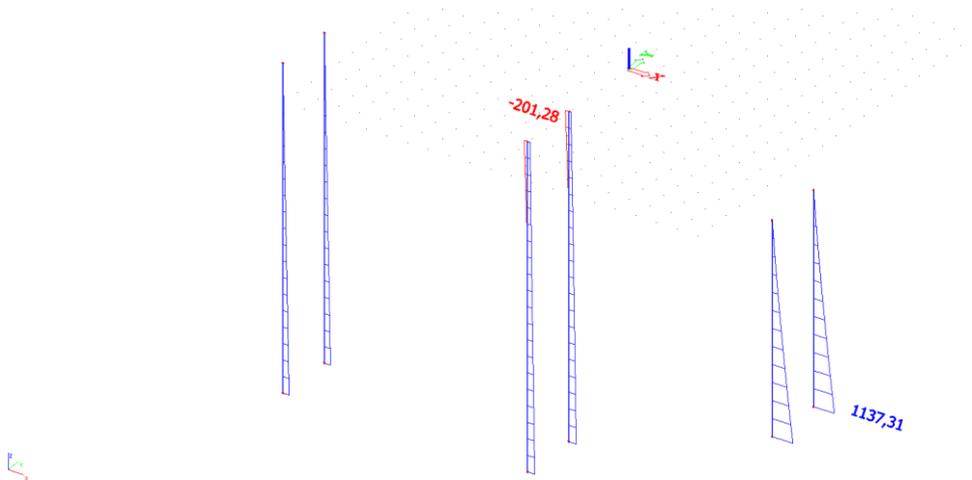


Figura 29: Momento Fletor M2 máximo = -201,23kN.m (topo)

Momento Fletor M2 máximo = 1137,31kN.m (base)

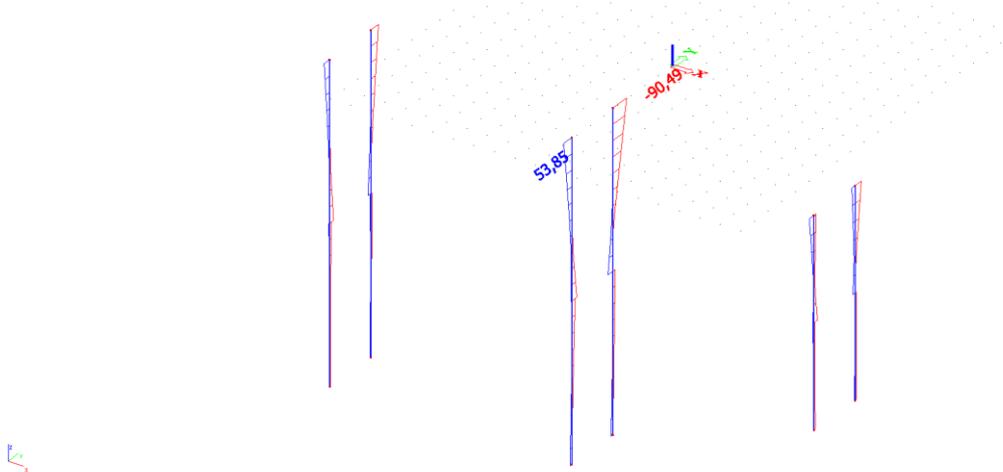


Figura 30: Momento Fletor M3 máximo = -90,49kN.m (topo)
Momento Fletor M2 máximo = 11,53kN.m (base)

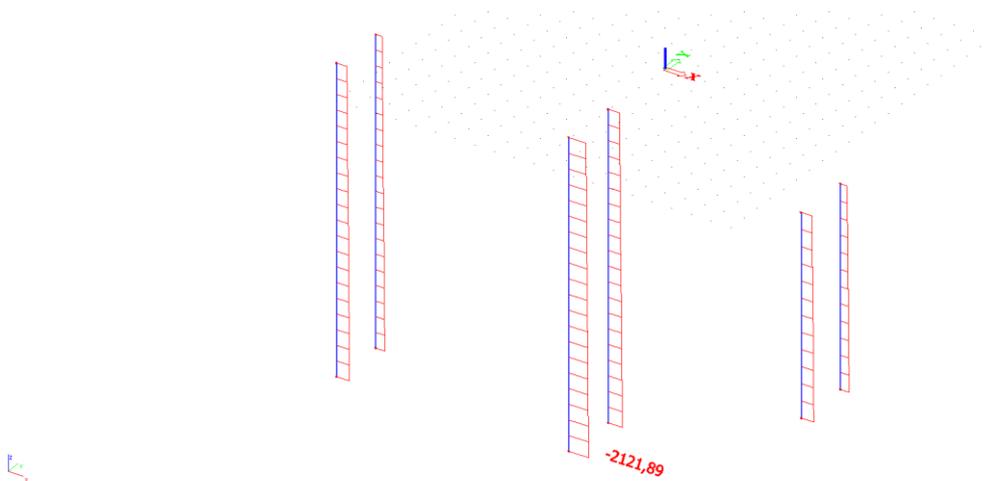
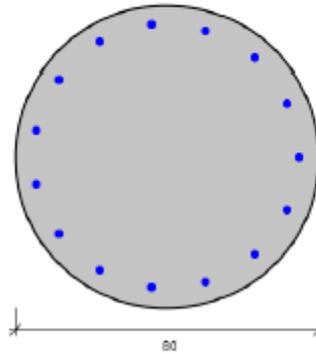


Figura 31: Força Axial máxima = 2121,89 kN

2.1.6.2.5.2. Dimensionamento

PILARES: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 15 ϕ 25 mm ($A_s = 73.63 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 5027 \text{ cm}^2$

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

$y_g = 40 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 2010619 \text{ cm}^4$

$I_y = 2010619 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 1.46 \%$

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

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoado

Comprimento: $L = 1500 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 75$

$\lambda_y = 75$

PILARES: Dados Armadura

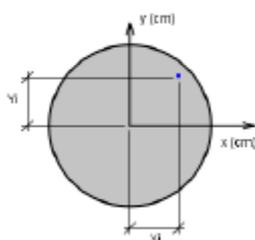


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	25.0	35	0
2	25.0	32	14.2
3	25.0	23.4	26
4	25.0	10.8	33.3
5	25.0	-3.7	34.8
6	25.0	-17.5	30.3
7	25.0	-28.3	20.6
8	25.0	-34.2	7.3
9	25.0	-34.2	-7.3
10	25.0	-28.3	-20.6
11	25.0	-17.5	-30.3
12	25.0	-3.7	-34.8
13	25.0	10.8	-33.3
14	25.0	23.4	-26
15	25.0	32	-14.2

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILARES: Dados Esforços

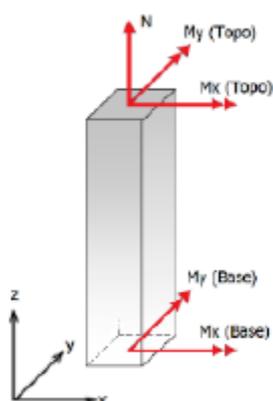


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{ix}	$M_{ix,y}$ (Topo)	$M_{ix,x}$ (Topo)	$M_{ix,y}$ (Base)	$M_{ix,x}$ (Base)
1	-2121.9	-90.5	-201.2	11.5	1137.3

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

PILARES: Resumo verificação ELU

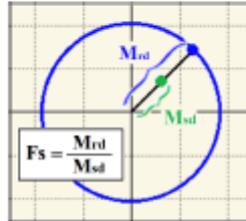


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{Ed}	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	F.S.
1	-2121.9	-11.5	1137.3	1.11

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

PILARES: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

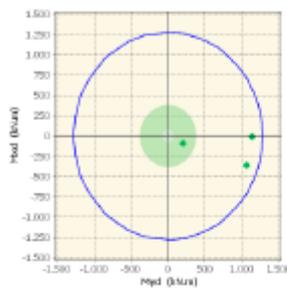


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

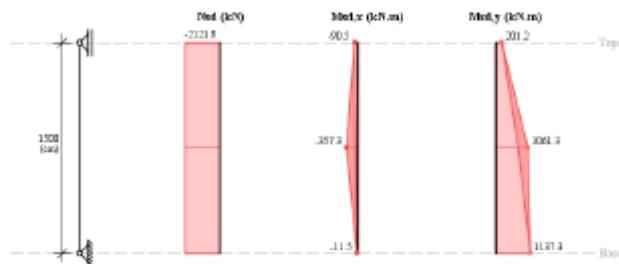


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2° Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{Ed,ox} = \alpha_b M_{Ed,x} + N_{Ed} \frac{\ell_c^2}{10} \frac{1}{r} = 357.3 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0.60 + 0.40 M_{Ed} / M_A = 0.60 + 0.40 (11.5) / 90.5 = 0.65097, \alpha_b \geq 0.40;$$

$$M_{Ed,x} = 90.5 \text{ kN.m e } N_{Ed} = 2121.9 \text{ kN};$$

$$\ell_c = 15 \text{ m};$$

$$1/r = 0.005 / [h_x (v + 0.5)] = 0.005 / [0.8 (0.197 + 0.5)] = 0.00897 \text{ 1/m} \leq 0.005 / h_x = 0.00625 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{Ed} / (A_s f_{sd}) = 2121.9 / (0.50265 \times 30000 / 1.4) = 0.197.$$

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{Ed,oy} = \alpha_b M_{Ed,y} + N_{Ed} \frac{\ell_c^2}{10} \frac{1}{r} = 1061.3 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0.60 + 0.40 M_{Ed} / M_A = 0.60 + 0.40 (201.2) / 1137.3 = 0.67077, \alpha_b \geq 0.40;$$

$$M_{Ed,y} = 1137.3 \text{ kN.m e } N_{Ed} = 2121.9 \text{ kN};$$

$$\ell_c = 15 \text{ m};$$

$$1/r = 0.005 / [h_x (v + 0.5)] = 0.005 / [0.8 (0.197 + 0.5)] = 0.00897 \text{ 1/m} \leq 0.005 / h_x = 0.00625 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{Ed} / (A_s f_{sd}) = 2121.9 / (0.50265 \times 30000 / 1.4) = 0.197.$$

2.1.6.2.6. Viga de Travamento

2.1.6.2.6.1. Esforços

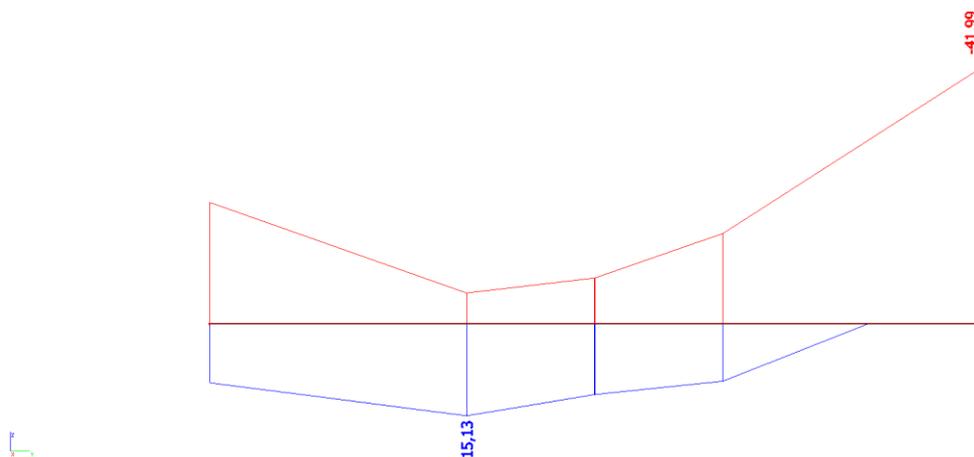


Figura 32: Momento máximo negativo -41,99 kN.m / Momento máximo positivo 15,13 kN.m

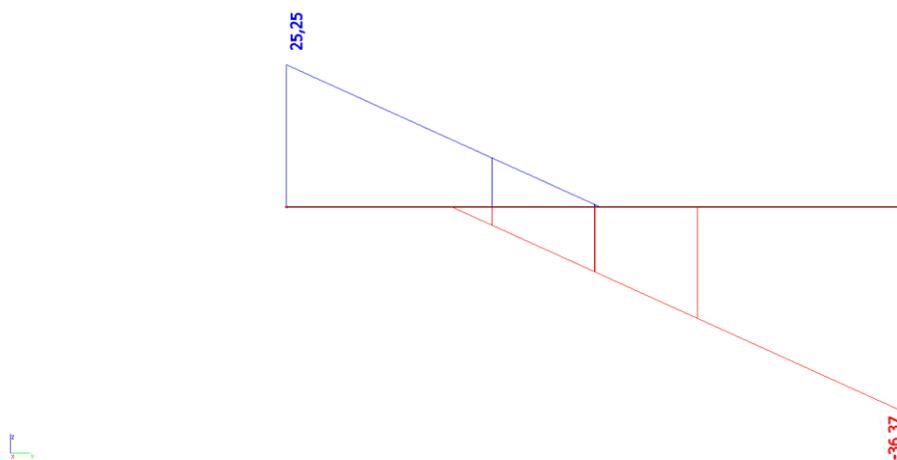
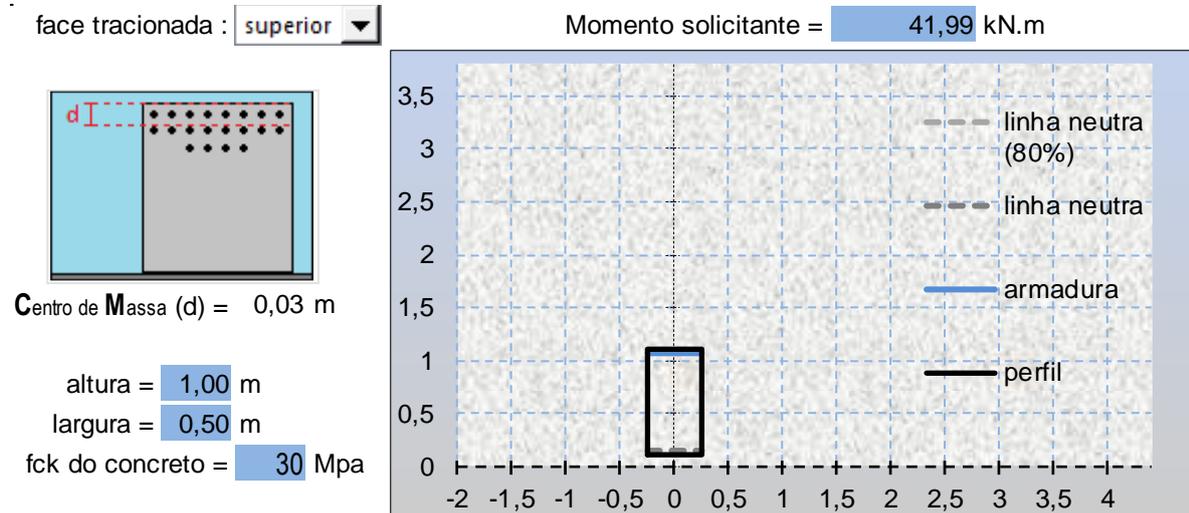


Figura 33: Esforço máximo 36,37kN

2.1.6.2.6.2. Dimensionamento

-Armaduras superior



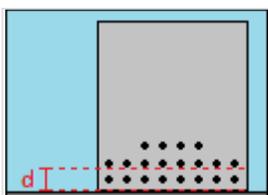
tipo de aço = <input type="text" value="50"/> kN/cm ²	
diâmetro das barras = <input type="text" value="10"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="12,5"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="16"/> mm	número de barras = <input type="text" value="4"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="20"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento solicitante =	4199 kN.cm = 4,28 t.m = <u>41,99 kN.m</u>
8,042 cm ² de aço nas barras =	349,7 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4,8 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) =	349,7 kN
momento resistente da área de concreto (Mcwd) =	332,5 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd =	<u>332,46981 kN.m</u>

-Armaduras inferior

face tracionada : inferior ▼

Momento solicitante = 15,13 kN.m

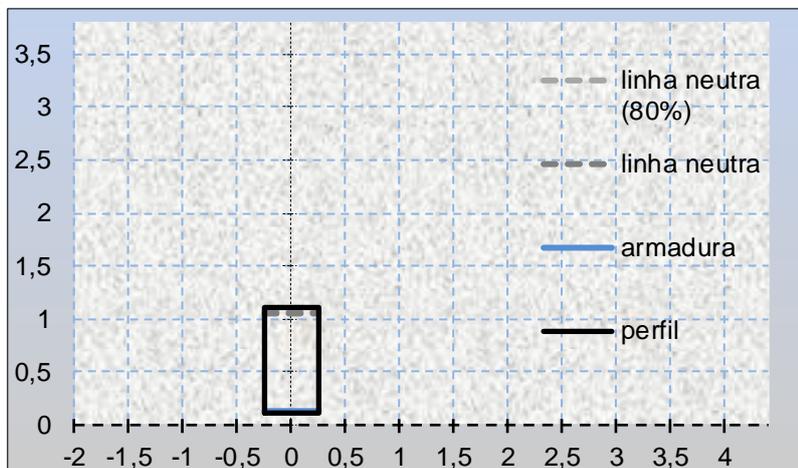


Centro de Massa (d) = 0,03 m

altura = 1,00 m

largura = 0,50 m

fck do concreto = 30 Mpa



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 10 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 12,5 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 4
diâmetro das barras = 20 mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA			
momento solicitante	=	1513 kN.cm = 1,54 t.m	= <u>15,13 kN.m</u>
8,042 cm ² de aço nas barras = 349,7 kN de resistência (Rsd)			
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 4,8 cm			
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 349,7 kN			
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 332,5 kN.m			
momento último resistente M(u) = Mcwd = <u>332,46981 kN.m</u>			

-Armaduras de cisalhamento



comprimento da viga : 3 m
fck do concreto : 30 Mpa
altura útil : 0,85 m

1	primeiros 480 cm
cortante de projeto : 36,4 kN	armadura calculada : -10 cm ² /m
largura da alma : 0,5 m	armadura mínima : 6,66 cm ² /m
Vco : 369 kN / Vrd2 : 2164 kN	armadura empregada : 10,1 cm ² /m
estribos no espaçamento : 1	espaçamento (armadura empregada) : 10 cm
diâmetro do estribo : 8 mm	variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo : 1 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
48 estribos em 4,8 m e espaçamento de 10 cm	

-Armaduras de pele

Armação necessária em cada face lateral: 5 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 5 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 33 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 11 barras com uma distância de 9 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 5,529 cm² de aço dos 5 cm² necessários à cada face, totalizando 22 barras.

2.1.6.3. Fundação

2.1.6.3.1. *Sapata*

2.1.6.3.1.1. Reações de fundação



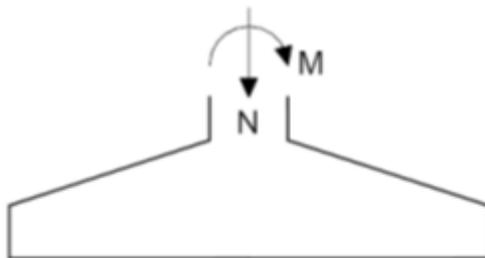
Figura 34: Reações de combinação última normal para verificação estrutural

656,37	1023,46	619,70
856,32	1293,06	830,86

Figura 35: Reações de combinações para verificação geotécnica

2.1.6.3.2. Dimensionamento

Sapata isolada com carregamento centrado



Considerações para o cálculo:

N =	216,39 tf
N (tração) =	0,00 tf
Mx =	0,00 tfm
My =	0,00 tfm

Peso específico do solo =	0,00 tf/m ³
Peso do solo =	0,00 tf
Peso da sapata =	12,15 tf
Fx =	0,00 tf
Fy =	0,00 tf

Dados para o projeto estrutural da sapata:

Esforços do ELU (combinação mais crítica)

Nsd =	228,54 ton	3199,517 KN
Mx =	0,000 ton.m	0 KN.m
My =	0,000 ton.m	0 KN.m

Esforços do ELU (verificação de estabilidade)

Nsd =	228,54 ton	3199,517 KN
Mx =	0,000 ton.m	0 KN.m
My =	0,000 ton.m	0 KN.m

Armadura longitudinal do pilar:

15

∅

25 mm

Tensão admissível do solo:

55 kg/cm²

Concreto da sapata:

30 Mpa

Aço das armaduras da sapata:

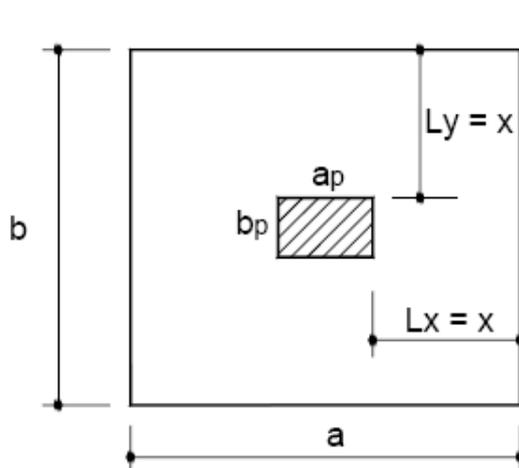
5000 kg/cm²

Cobrimento das armaduras da sapata:

4 cm

Dimensões da sapata em planta

Estimativa da área da sapata: $A = 0,639903 \text{ m}^2$



$a_p = 80 \text{ cm}$
 $b_p = 80 \text{ cm}$

$a_{\min} = 0,800 \text{ m}$
 $b_{\min} = 0,800 \text{ m}$

adotado:
 $a = 180 \text{ cm}$
 $b = 180 \text{ cm}$
 $L_x = 0,5 \text{ m}$
 $L_y = 0,5 \text{ m}$
 $A_{\text{adot}} = 3,24 \text{ m}^2$

verificação se existem tensões de tração no núcleo central

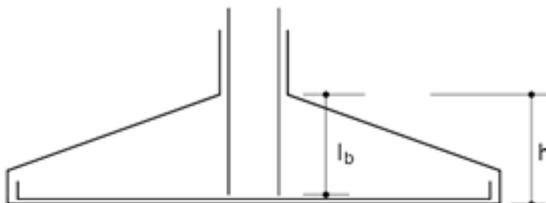
$e_x = 0,00 \text{ m}$ $e_{x \text{ max}} = 0,30 \text{ m}$ OK
 $e_y = 0,00 \text{ m}$ $e_{y \text{ max}} = 0,30 \text{ m}$ OK

módulo de resistência a flexão

$W_x = 0,972 \text{ m}^3$
 $W_y = 0,972 \text{ m}^3$

tensão máxima de compressão sobre a sapata: $T_{\max} = 987,50515 \text{ KN/m}^2$ OK

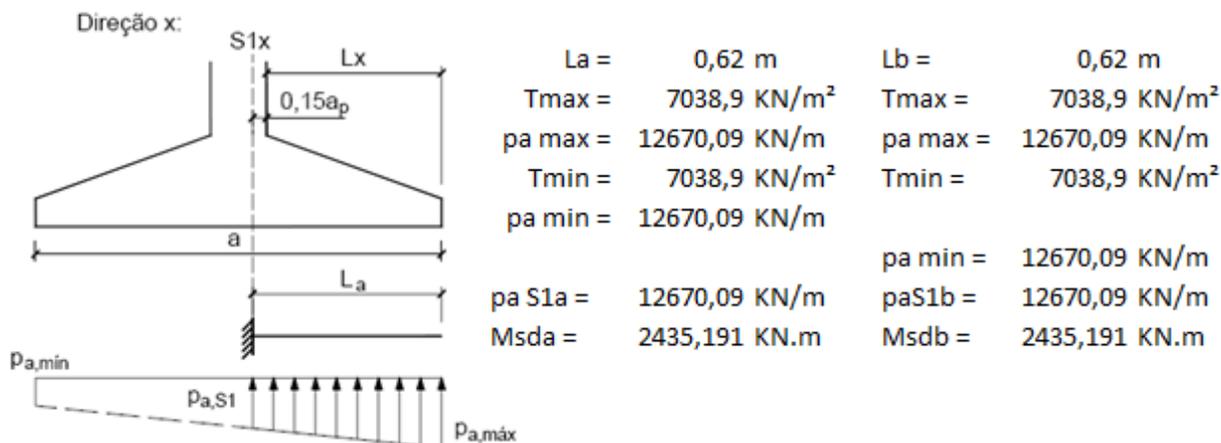
Determinação da altura da sapata



$h_{\min x} = 33,333 \text{ cm}$ sapata rígida
 $h_{\min y} = 33,333 \text{ cm}$ sapata rígida
 $l_b = 110 \text{ cm}$
 $l_b + c = 114 \text{ cm}$
 $h_{\text{adot}} = 150 \text{ cm}$ OK
 $d = 144 \text{ cm}$
altura da base = 150 cm

Dimensionamento das armaduras

momentos fletores na seção de referencia



Determinação da área total das armaduras inferiores

Na direção paralela ao lado "a":

$A_{sa} =$	48,62 cm ²
$A_{sa \text{ min}} =$	40,50 cm ²
$A_{sa \text{ adot}} =$	48,62 cm ²
utilizando \varnothing de:	20 mm
$A_{s \ 1\varnothing} =$	3,14 cm ²
numero de barras:	16 barras
Espaçamento entre as barras	
$s \text{ max} \geq$	300 cm
$s_{\text{max}} \geq$	20 cm
$s \text{ calc} =$	11,00 cm OK

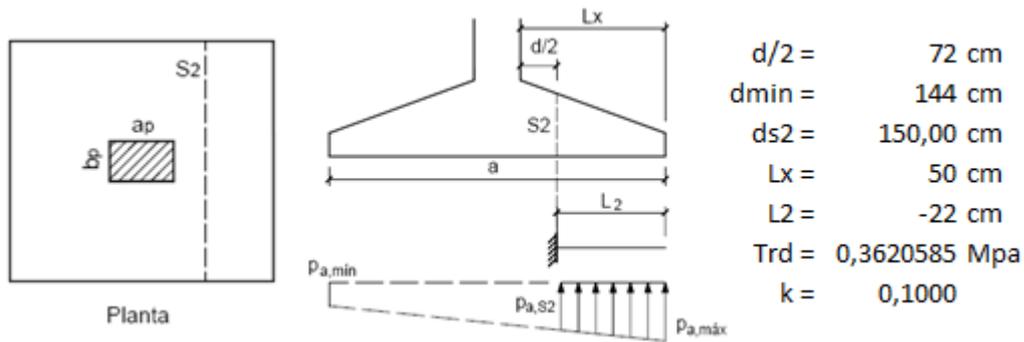
Na direção paralela ao lado "b":

$A_{sb} =$	48,62 cm ²
$A_{sb \text{ min}} =$	40,50 cm ²
$A_{sb \text{ adot}} =$	48,62 cm ²
utilizando \varnothing de:	20 mm
$A_{s \ 1\varnothing} =$	3,14 cm ²
numero de barras:	16 barras
espaçamento entre as barras	
$s \text{ max} \geq$	300 cm
$s_{\text{max}} \geq$	20 cm
$s \text{ calc} =$	11,00 cm OK

Dimensionamento ao cisalhamento:

verificação da ruptura por compressão diagonal:

tensão resistente:	$Trd2 =$	5,091 KN/cm ²
tensão solicitante:	$Tsd =$	0,076 KN/cm ² OK



Direção paralela a dimensão "a":

$$p_{a \max} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

$$p_{a \min} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

$$p_{a S2} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = -2787,42 \text{ KN}$$

$$\rho_1 = 0,0018$$

$$V_{rd1} = 124,35 \text{ KN} \implies V_{sd} < V_{rd1} \implies \text{dispensa armadura transversal}$$

Direção paralela a dimensão "b":

$$p_{a \max} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

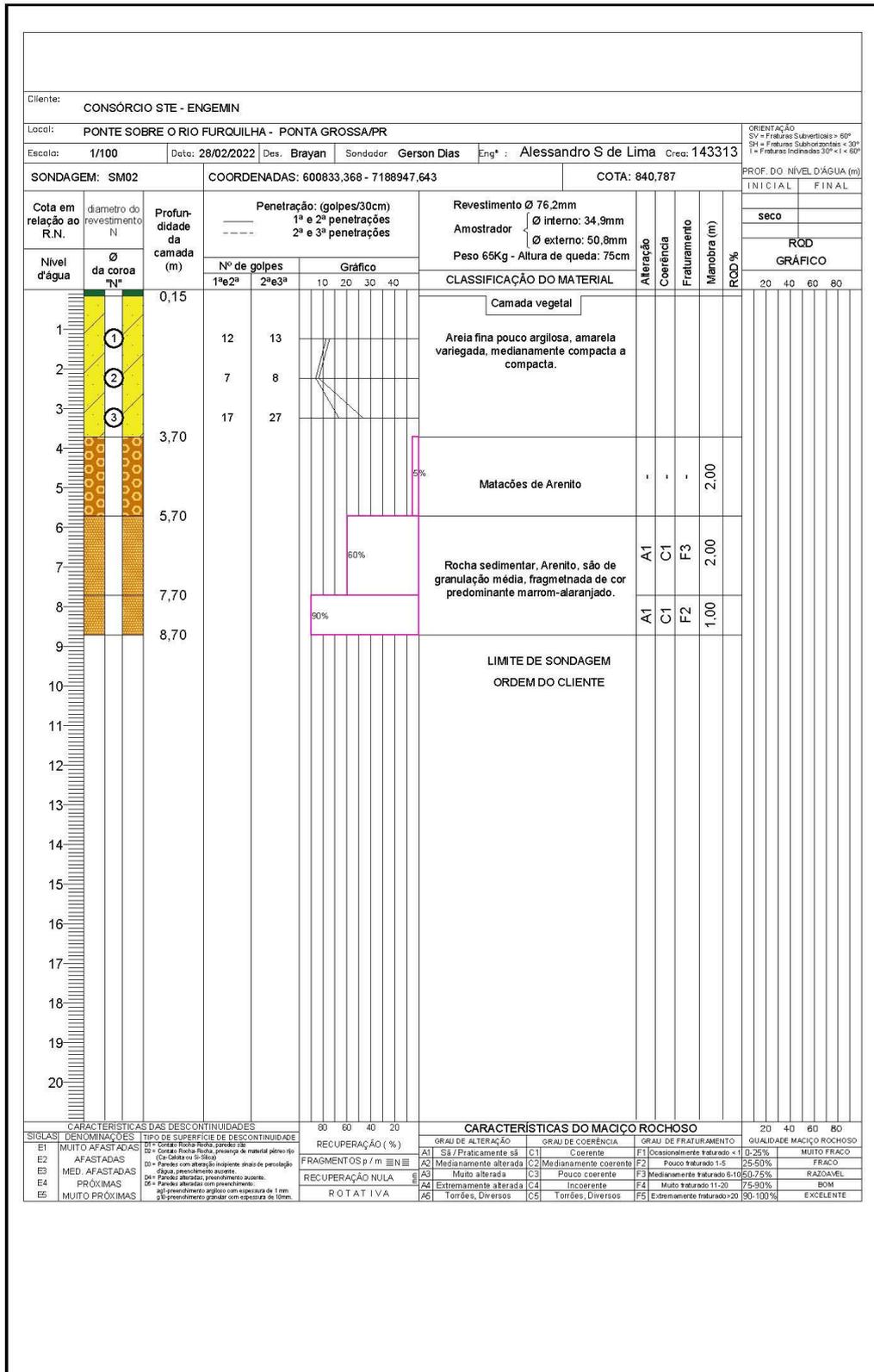
$$p_{a \min} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

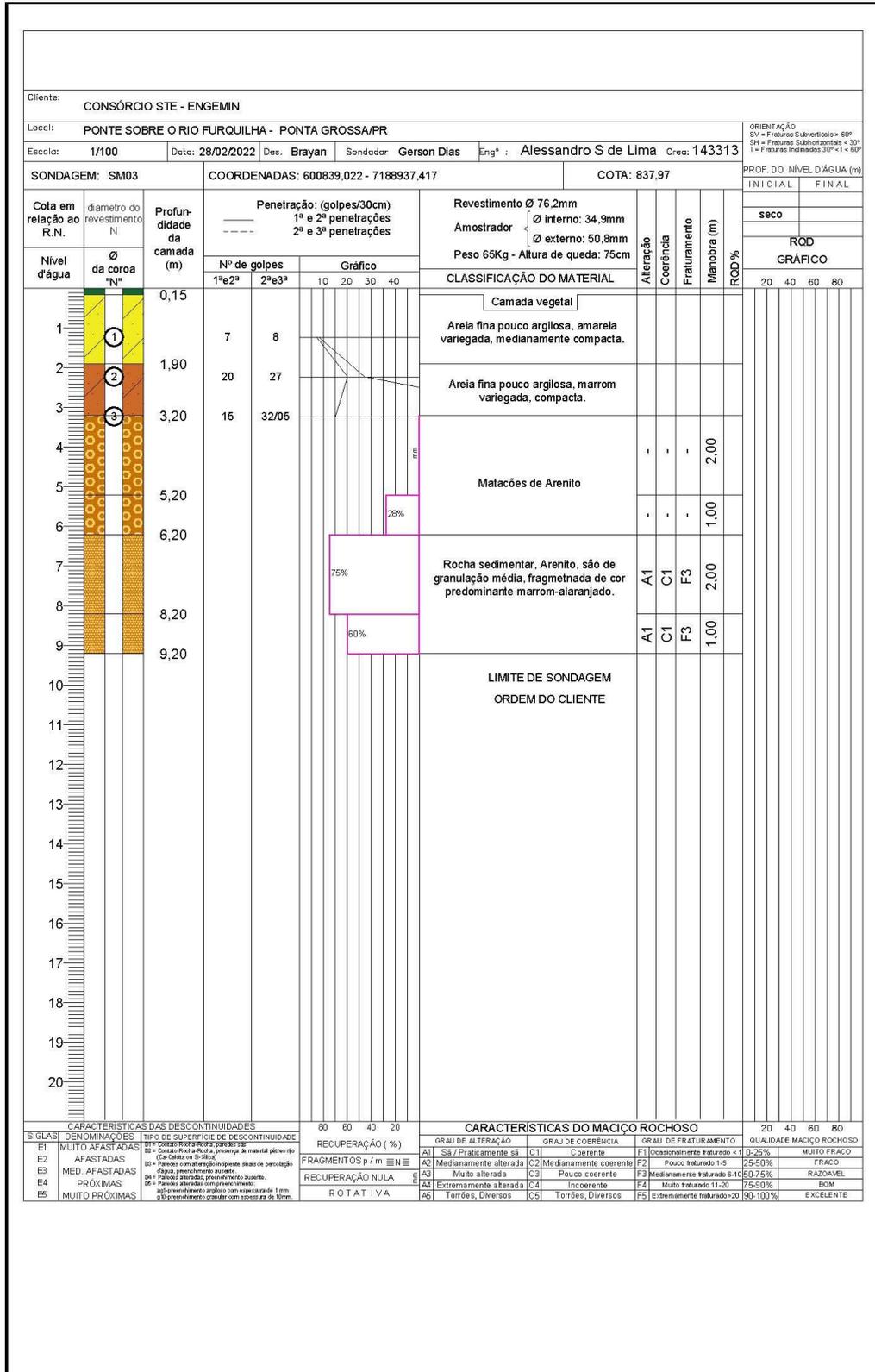
$$p_{a S2} = 12670,09 \text{ KN/m}$$

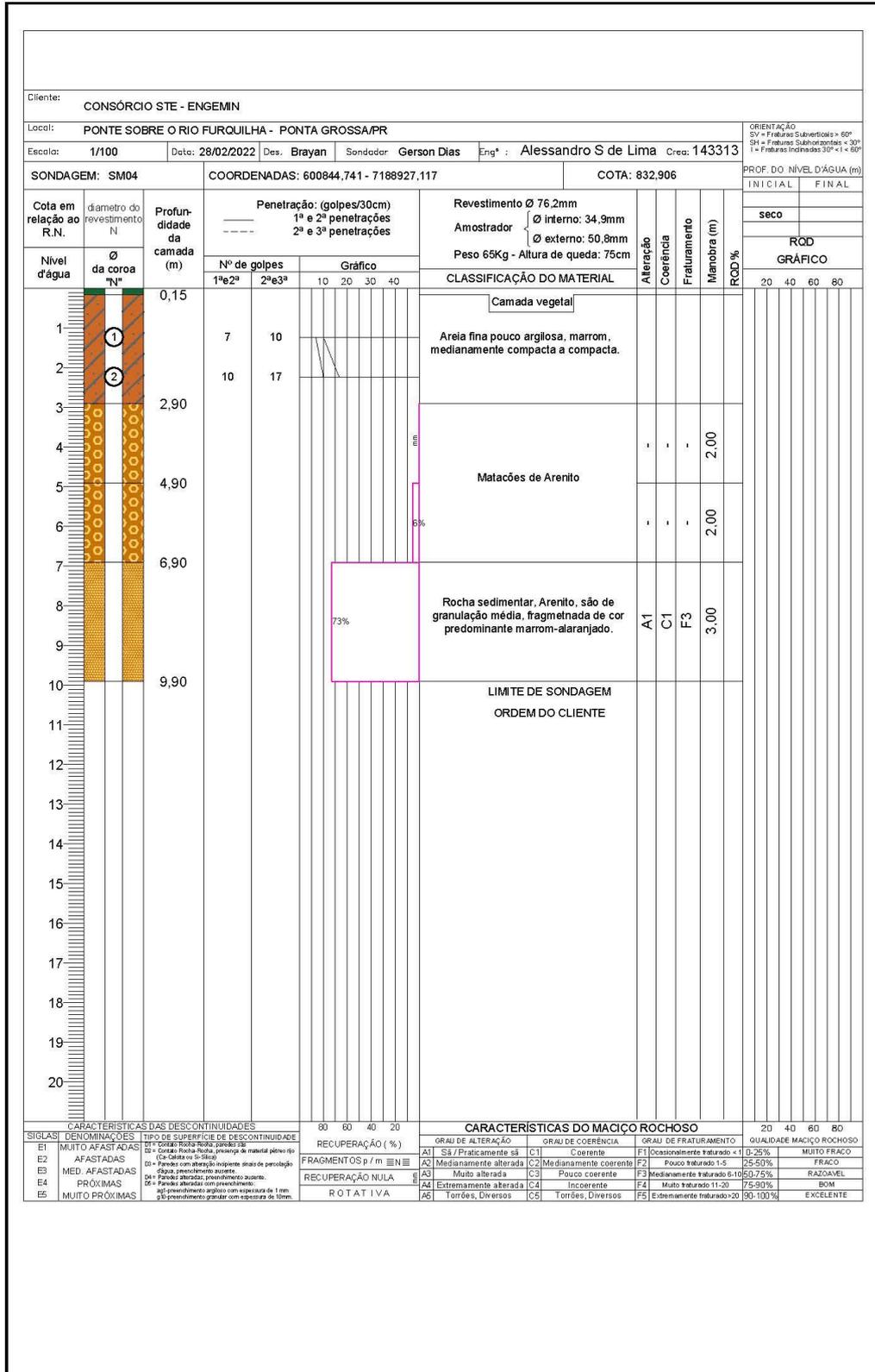
$$V_{sd} = -2787,42 \text{ KN}$$

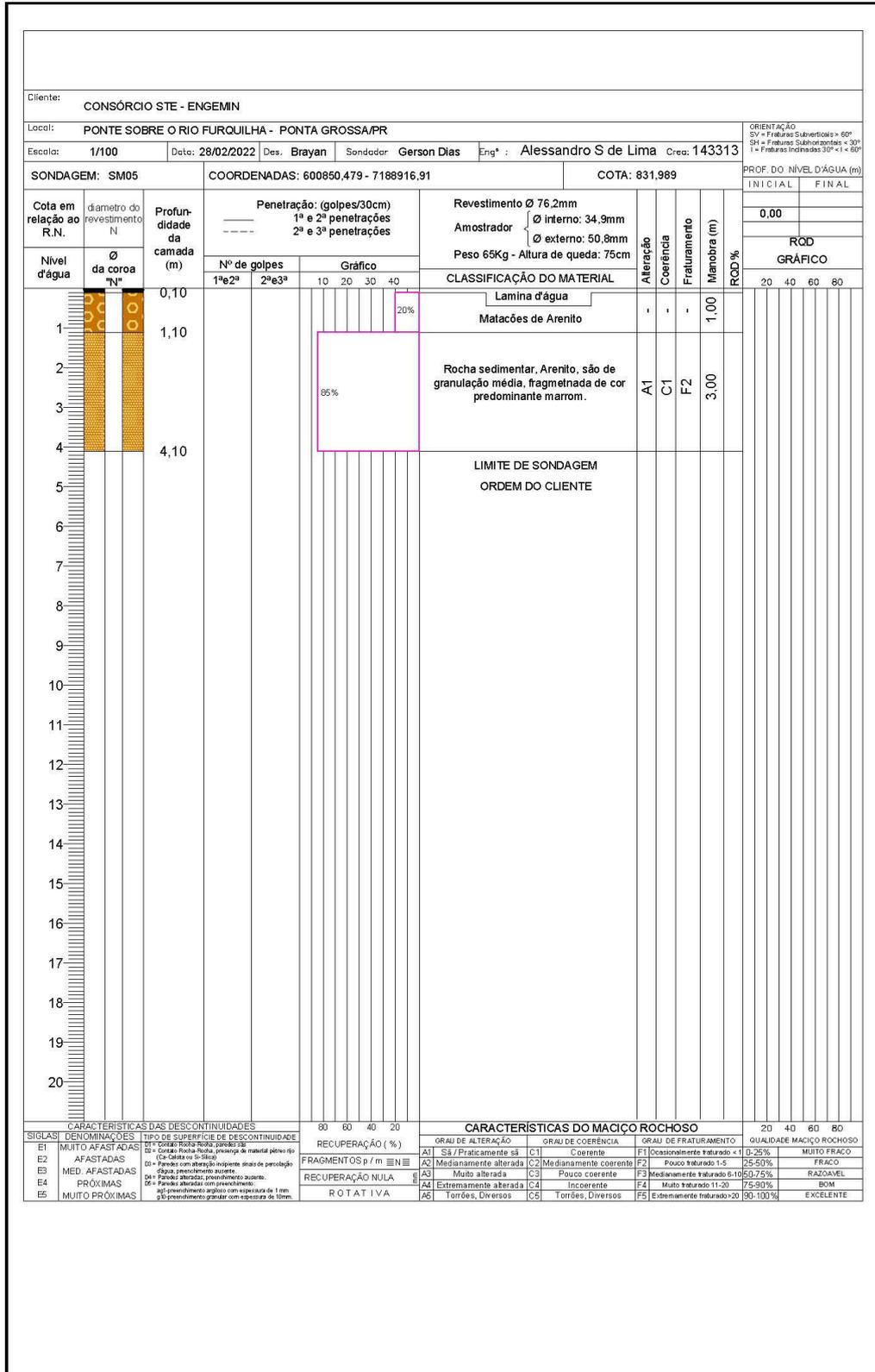
$$\rho_1 = 0,0018$$

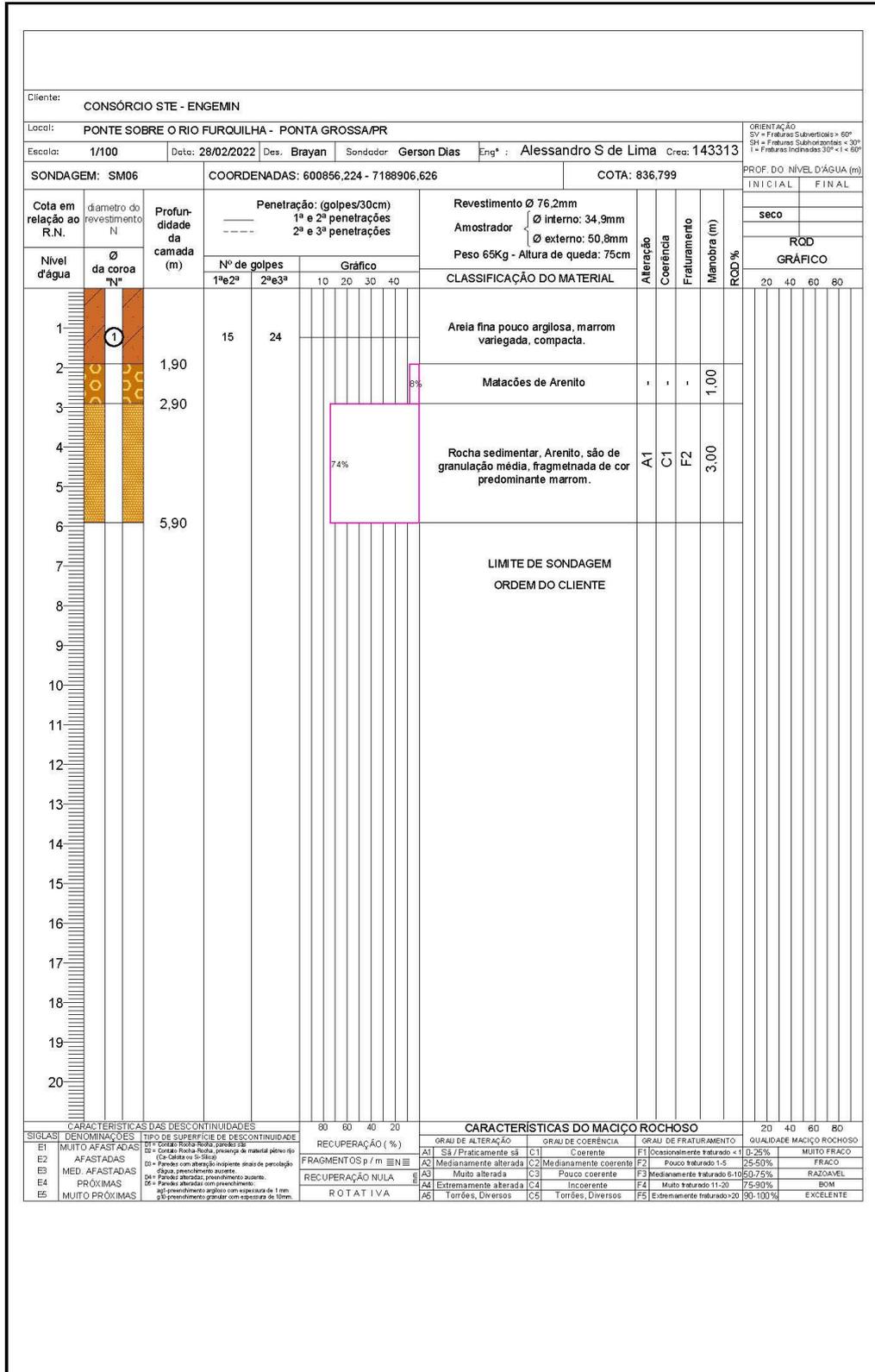
$$V_{rd1} = 124,34817 \text{ KN} \implies V_{sd} < V_{rd1} \implies \text{dispensa armadura transversal}$$

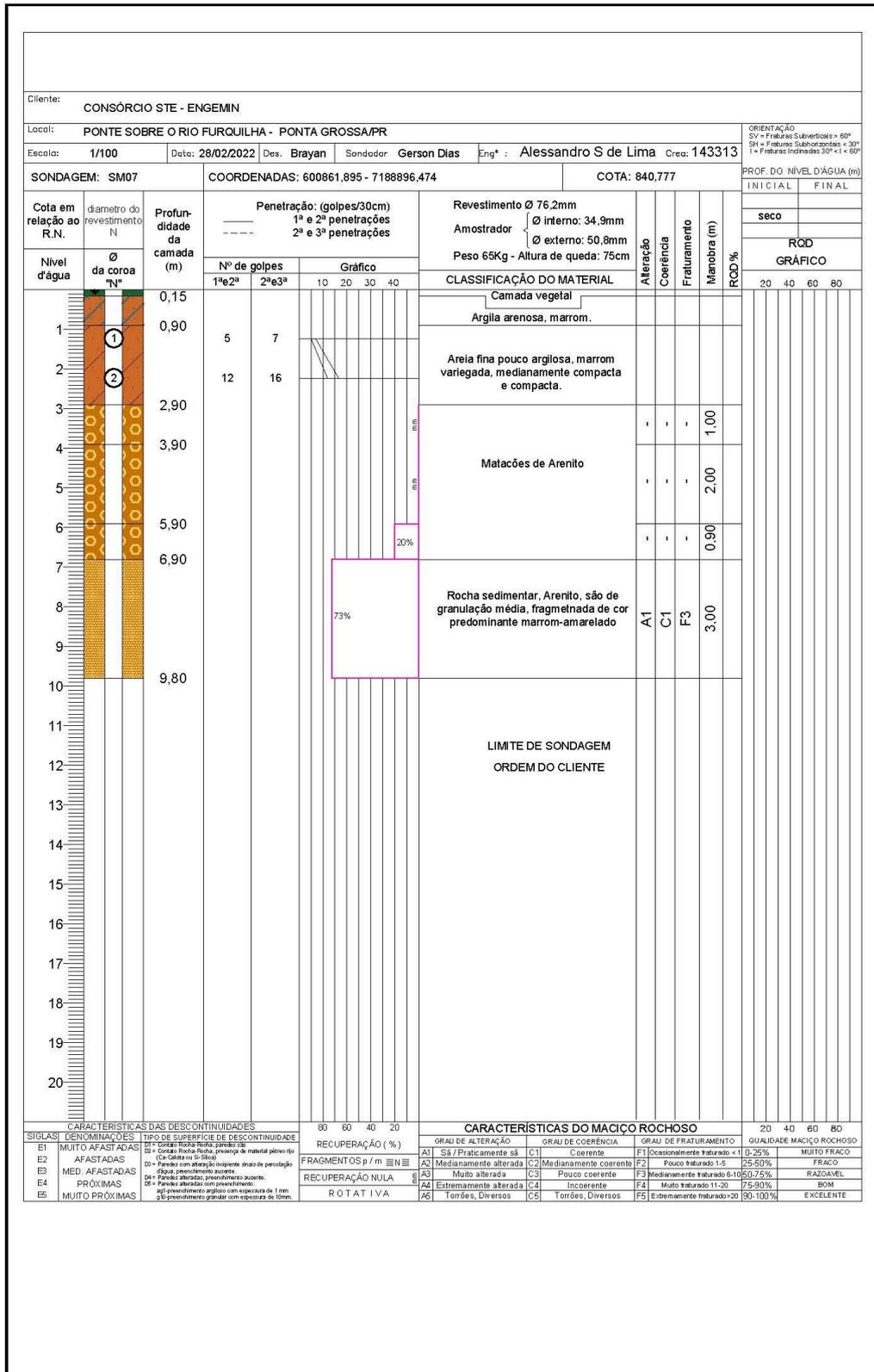


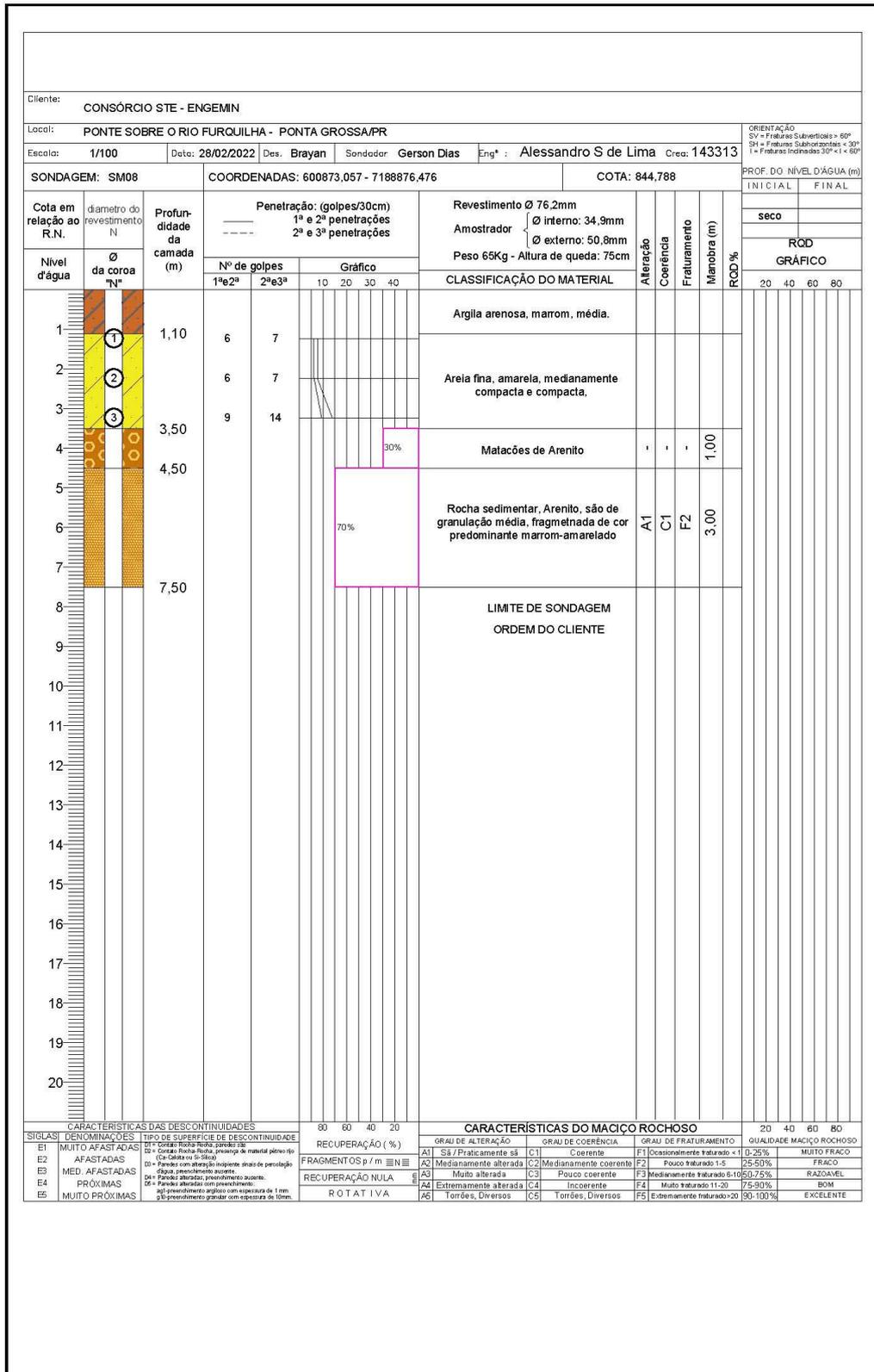














2.1.7. Quantitativos de Projeto

A seguir, estão os quantitativos para a execução das obras de alargamento da Ponte sobre o Rio Forquilha.

SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVEMBRO OBRA 02			
SAPATA ISOLADA			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	216,00
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	13013,53
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	97,20
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	97,20
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	97,20
1106057	CONCRETO MAGRO - CONFECÇÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	3,61
ENCONTROS			
CORTINA			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	16,92
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	453,71
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	3,74
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	3,74
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	3,74
TRAVESSA DO ENCONTRO			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	36,54
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1001,36
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	10,50
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	10,50
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	10,50
ALAS			



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	12,16
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	185,66
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	0,96
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	0,96
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	0,96
MESOESTRUTURA			
PILARES CIRCULARES D=80CM			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	209,96
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	16772,14
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	42,05
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	42,05
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	42,05
VIGA DE TRAVAMENTO			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	22,00
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	429,96
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	4,40
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	4,40
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	4,40
TRAVESSA CENTRAL			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	147,09
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	4303,26
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	39,67
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	39,67
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	39,67



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
	SUPERESTRUTURA		
	VIGAS LONGARINAS PRÉ MOLDADAS		
3806420	LANÇAMENTO DE VIGA PRÉ-MOLDADA DE ATÉ 500 KN COM UTILIZAÇÃO DE GUINDASTE	UN	27,00
5915400	CARGA, DESCARGA E MANOBRA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE ATÉ 500KN EM CAVALO MECÂNICO COM DOLLY DE 4 EIXOS COM CAPACIDADE DE 57T	UN	27,00
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	879,13
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	18428,62
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	69,32
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	69,32
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	69,32
	LAJE DO TABULEIRO		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	50,93
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	12804,88
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	94,69
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	94,69
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	94,69
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L1		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	81,59
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	4711,10
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	31,40
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	31,40
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	78,49
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	31,40
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L2		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	0,96



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	69,55
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	0,49
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	0,49
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	1,22
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	0,49
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L3		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	1,58
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	59,60
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	0,40
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	0,40
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	1,00
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	0,40
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L4		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	2,60
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	106,63
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	1,00
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	1,00
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	2,51
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	1,00
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L5		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	0,78
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	25,06
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	0,18
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	0,18



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	0,45
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	0,18
	LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L6		
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M²	0,81
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	106,63
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M³	0,24
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M³	0,24
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	0,59
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M³/H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M³/H	M³	0,24
	SERVIÇOS COMPLEMENTARES		
3806386	GUARDA CORPO METÁLICO	M	100,98
307731	APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO PARA ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	DM³	66,42
2007971	DRENO DE PVC D = 100 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	18,00
307084	LÁBIOS POLIMÉRICOS EM JUNTA DE PAVIMENTO DE CONCRETO - L = 20 MM E H = 30 MM - CONFEÇÃO E ASSENTAMENTO	M	38,40
307737	JUNTA DE DILATAÇÃO EM ELASTÔMERO E PERFIL VV - L = 50 MM E H = 80 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	38,40



2.2. VIADUTO – RUA XV DE NOVEMBRO



2.2. VIADUTO SOBRE A RUA XV DE NOVEMBRO

A passagem de nível é caracterizada por duas passagens inferiores e muros de contenção. A obra situa-se na rodovia PR-151 com início na estaca 1903+0 e final na estaca 1929+4,76. Possui extensão total de 524,76m.

As passagens inferiores possuem largura total de 9,20m, possui duas faixas de 3,60m cada, duas faixas de segurança de 0,60m e dois guarda rodas de 0,40m cada.

A superestrutura será constituída em vãos formados por vigas isostáticas pré-moldadas e protendidas de 20,00m de comprimento. Também irá contar com três transversinas nos apoios.

A mesoestrutura será formada por pilares circulares de diâmetro de 80cm.

Os encontros serão do tipo leve, com travessa de encontro e lajes de transição.

A infraestrutura será composta por blocos de fundação sobre estacas e vigas de rigidez. A fundação será de estaca cravada pré-moldada de concreto com seção quadrada de 33cm.

2.2.1. Critérios de Projetos

Para a determinação dos esforços atuantes na estrutura e dimensionamento das peças, foi utilizado o software STRAP PRO ADVANCED v. 2009, Licença nº9111, onde o modelo adotado para o viaduto foi de uma combinação de elementos de barras para as vigas, pilares e transversinas e elementos finitos tipo casca para as lajes, cortinas no encontro e blocos de fundações.

2.2.2. Normas Utilizadas

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 7187/2021 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento – ABNT;
- NBR 7188/2013 – Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarela de pedestre – ABNT;

- NBR 6120/2019 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – ABNT;
- NBR 8681/2003(versão corrigida em 2004) – Ações e Segurança nas estruturas – Procedimento – ABNT;
- NBR 6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento – ABNT;
- NBR 6122/2019 – 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.
- AASHTO LRFD – Bridge Design Specifications, 7th Edition, 2014.

2.2.3. 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	Rural Submersa
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 1 – 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.



2.2.4. Materiais Utilizados

2.2.4.1. Superestrutura:

2.2.4.1.1. *Vigas pré-moldadas*

- Concreto fck 35 Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 MPa
- Aço para armadura ativa CP 190 RB - Resistência característica ao escoamento = 1900 Mpa

2.2.4.1.2. *Lajes e transversinas*

- Concreto fck 35 Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa

2.2.4.2. Mesoestrutura: pilares, travessas e lajes de transição

- Concreto fck 30Mpa - Módulo de elasticidade secante = 23800000 Mpa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa

2.2.4.3. Infraestrutura: blocos de fundação, vigas de rigidez e estacas

- Concreto fck 30Mpa - Módulo de elasticidade secante = 23800000 MPa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 Mpa

2.2.4.4. Serviços complementares: lajotas pré-moldadas, guarda-rodas

- Concreto fck 35Mpa - Módulo de elasticidade secante = 28160539 Mpa
- Aço para armadura passiva CA 50 A - Resistência característica ao escoamento = 500 MPa

2.2.5. Carregamentos

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

2.2.5.1. Peso próprio

Os elementos estruturais têm o peso que deve ser considerado na definição dos carregamentos atuantes em uma estrutura. Este peso, definido como 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	2,4	24
Aço	7,85	78,5

Para o correto dimensionamento da estrutura, foram considerados todos os elementos estruturais. Segue, abaixo, o modelo de cálculo com a representação dos carregamentos devidos ao peso próprio.

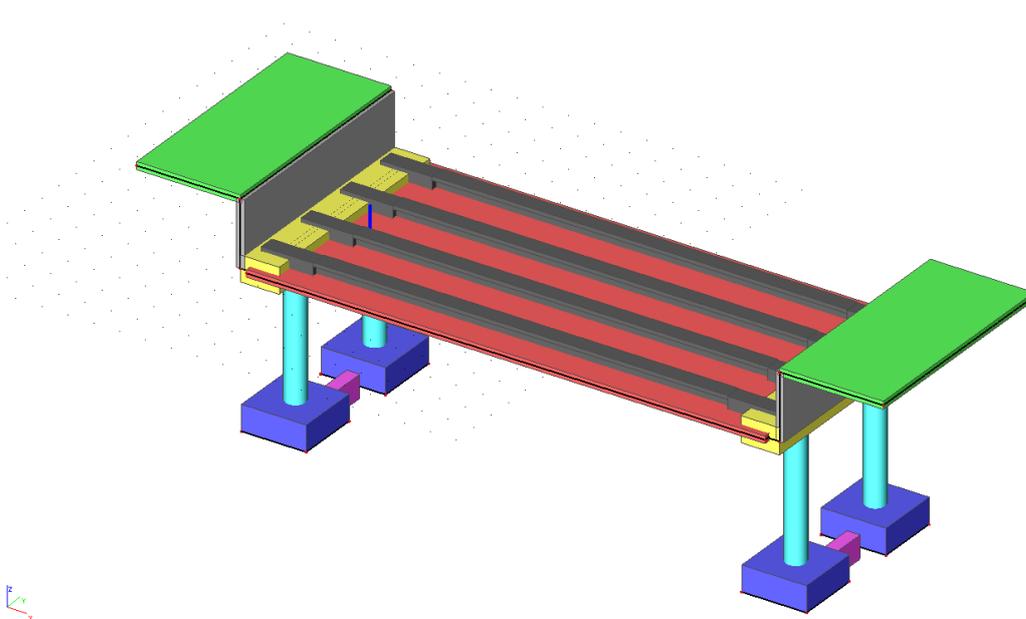


Figura 1: peso próprio

2.2.5.2. Camada de Pavimentação

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:

PAVIMENTAÇÃO

ESPESSURA =	0,07	m
PESO ESPECIFICO =	24	KN/m^3
PP GUARDA RODAS =	1,68	KN/m^2

RECAPEAMENTO

RECAPEAMENTO =	2	KN/m^2
----------------	---	-----------------

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

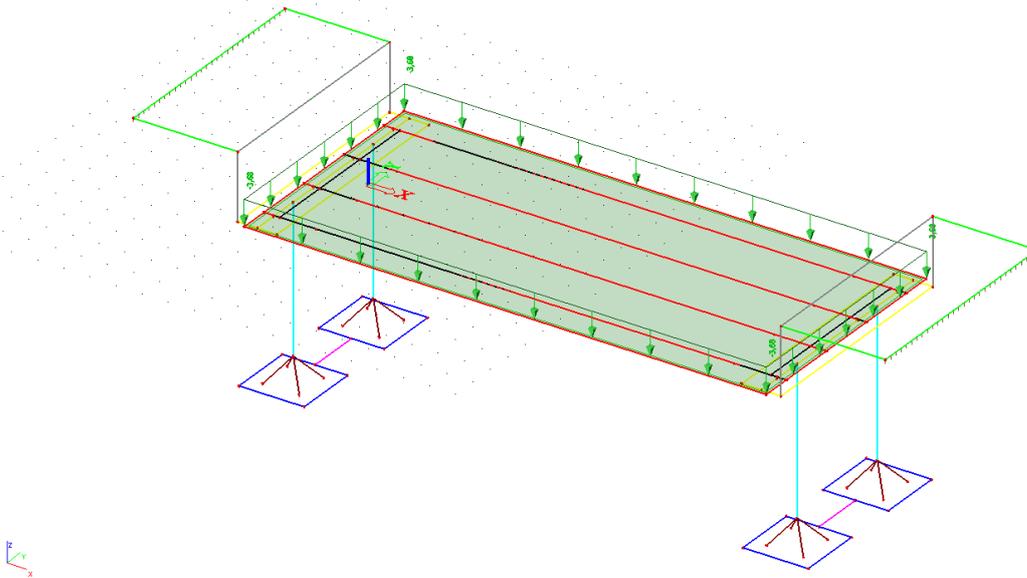
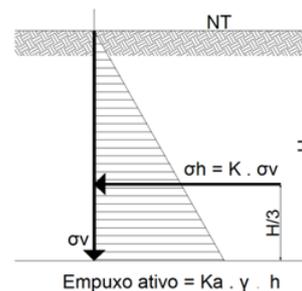


Figura 2: camada de pavimentação e recapeamento

2.2.5.3. Carga de empuxo de terra

TIPO DE SOLO	γ (kN/m ³)	ϕ (graus)	c' (kPa)
Aterro compactado (silte areno – argiloso)	19 - 21	32 - 42	0 - 20
Solo residual maduro	17 - 21	30 - 38	5 - 20
Colúvio in situ	15 - 20	27 - 35	0 - 15
Areia densa	18 - 21	35 - 40	0
Areia fofa	17 - 19	30 - 35	0
Pedregulho uniforme	18 - 21	40 - 47	0
Pedregulho arenoso	19 - 21	35 - 42	0



$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$$

ϕ	0°	10°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
K_a	1	0,7	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17	0,13

$$\begin{aligned} \gamma &= 20 \text{ kN/m}^3 \\ \phi &= 37^\circ \\ K_a &= 0,3333 \end{aligned}$$

Empuxo ativo:	6,6667	x h	kN/m ²
Trem tipo:	45	ton.	
Empuxo veiculo:	25	kN/m ²	
Empuxo multidão:	5	kN/m ²	
Largura da faixa:	9,2	m	
Empuxo médio:	11,522	kN/m ²	
Altura adicional:	1,7283	m	
D. das estacas:	0,3	m	
Comprimento Alas:	0	m	

Peça	Altura	Altura ad.	Altura Total	Pressão (kN/m ²)	Pressão (kN/m)
Cortina	2,57	1,73	4,30	28,66	73,64
Travessa	1	1,73	2,73	18,19	18,19
Pilares	5,65	1,73	7,38	49,19	14,76

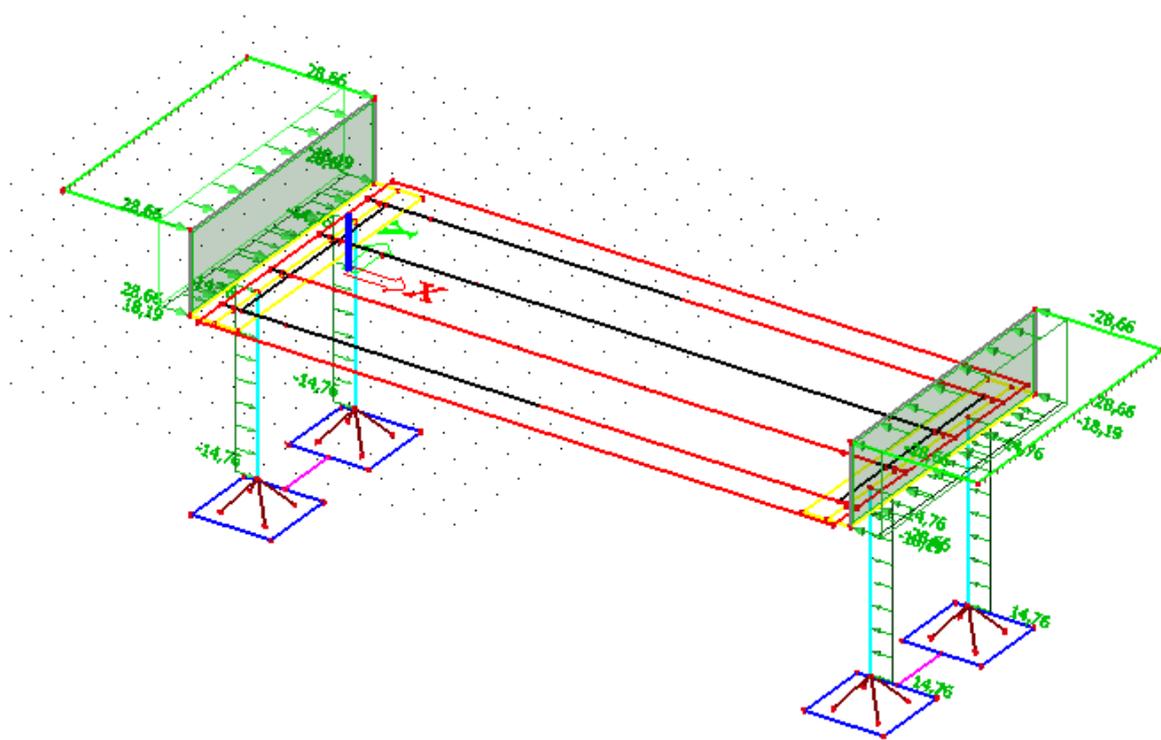
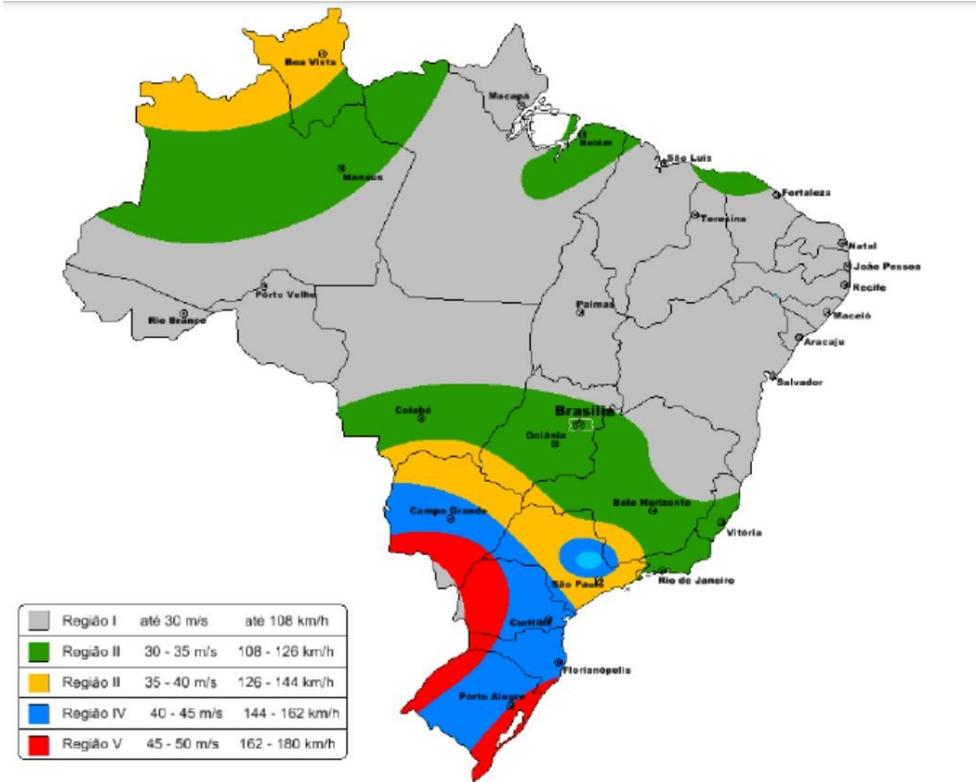


Figura 3: carga de empuxo no encontro



2.2.5.4. Carga de vento



Velocidade básica V_0 :	35	m/s
Fator topografico S_1 :	1	
Rugosidade do terreno - Fator S_2 :	0,94	
Fator estatístico S_3 :	1,1	
Velocidade Característica do vento:	36,19	m/s
Pressão dinâmica do vento:	802,856	N/m ²
Coefficiente de arrasto:	1	
Altura ponte descarregada (viga + laje):	1,38	m
Altura ponte carregada (viga + laje + 2m):	3,38	m
Vento Ponte descarregada:	0,11	tf/m
Vento Ponte carregada:	0,27	tf/m

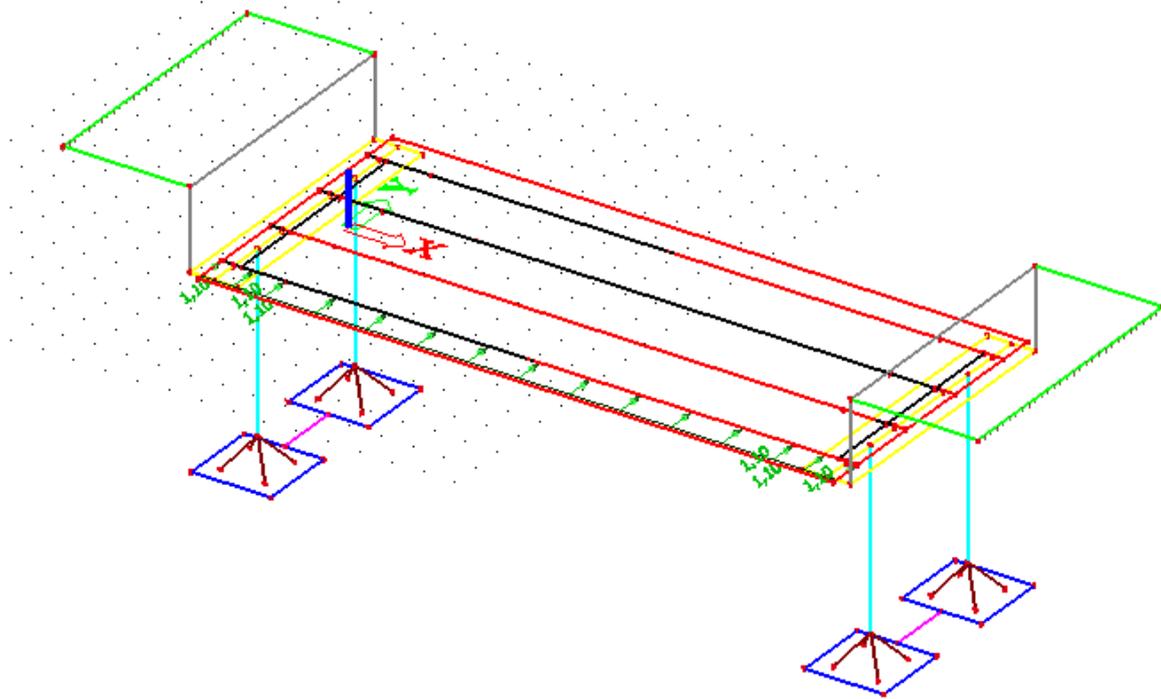


Figura 4: carga de vento para ponte descarregada

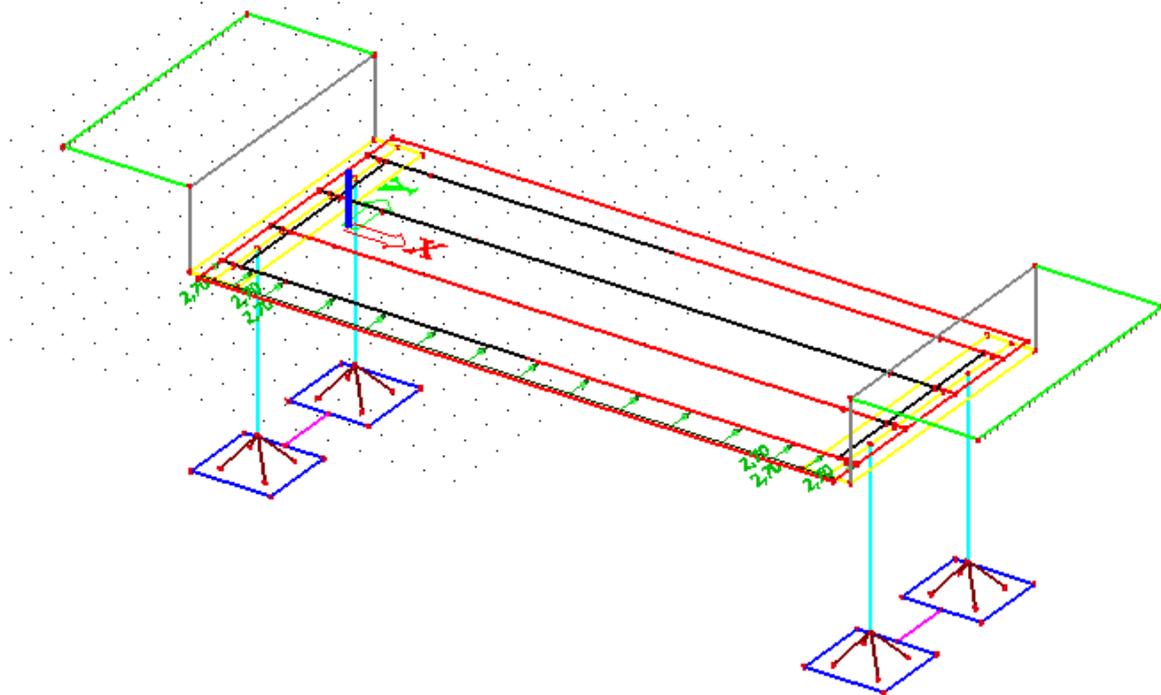


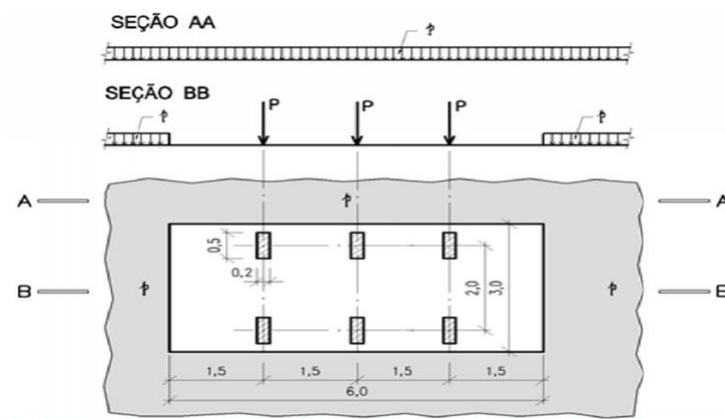
Figura 5: carga de vento para ponte carregada

2.2.5.5. Carga Móvel

Segundo a NBR 7188/2013 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).



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 7188/2013 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 7188/2013 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.

Coeficientes de majoração das cargas móveis:

Conforme a norma NBR 7188/2013, 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 20,20 m, temos:

$$CIV = 1,302$$

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.

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

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

$$q = p \times CIV \times CNF \times CIA = 5\text{KN/m}^2 \times 1,302 \times 1 \times 1,25 = 8,137\text{KN/m}^2$$

Para o trecho corrente

$$q = p \times CIV \times CNF = 5\text{KN/m}^2 \times 1,302 \times 1 = 6,509\text{KN/m}^2$$

Veículo tipo:

Para a região das juntas estruturais e extremidade da obra

$$Q = P \times CIV \times CNF \times CIA = 75\text{KN} \times 1,302 \times 1 \times 1,25 = 122,062\text{KN}$$

Para o trecho corrente

$$Q = P \times CIV \times CNF = 75\text{KN} \times 1,302 \times 1 = 97,649\text{KN}$$

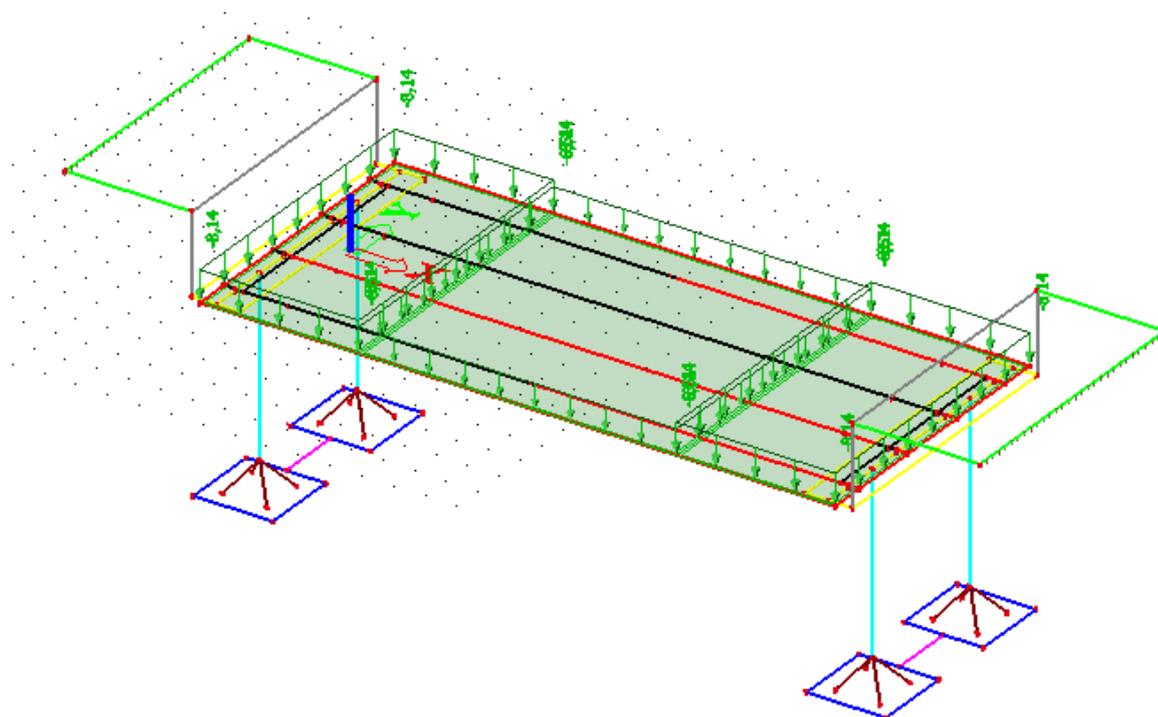


Figura 6: carga de multidão

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

$$Q = 122,062 - (8,137 \times 18/6) = 97,649\text{KN}$$

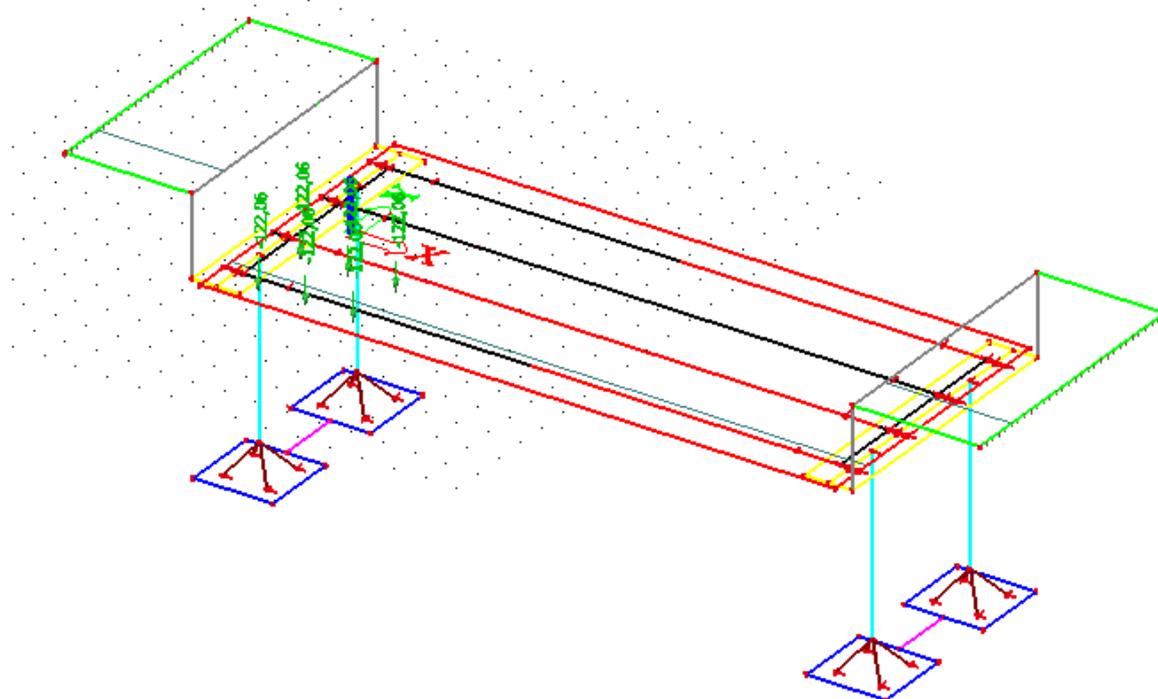


Figura 7: posição do trem-tipo inicial e carga de multidão na extremidade

Para a região de trecho corrente da obra

$$Q = 97,649 - (6,509 \times 18/6) = 78,119\text{KN}$$

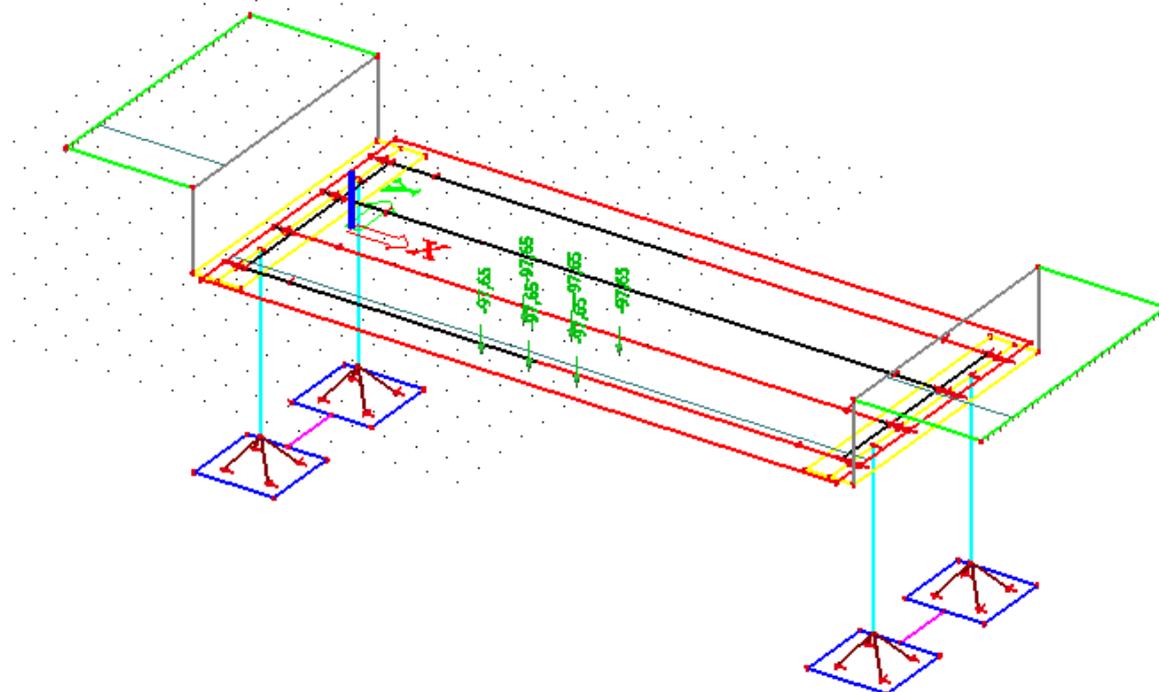


Figura 8: posição do trem-tipo inicial e carga de multidão no trecho corrente

2.2.5.6. Frenagem ou aceleração

É a força exercida pelo veículo, devido a sua massa, quando o mesmo se encontra em movimento, podendo a resultante ser um esforço de frenagem ou aceleração. Segundo a norma NBR 7187/2021 (Projeto de pontes de concreto armado e protendido – ABNT), o carregamento pode ser calculado da seguinte fórmula:

FRENAGEM E ACELERAÇÃO			
Hf=0,25*B*L*CNF, onde:			
Hf ≥ 135		kN	
B: Largura efetiva da carga distribuída de 5kN/m ²			
L: Comprimento concomitante da carga distribuída			
Hf=	47,84 kN	área=	191,36 m ²
135kN/área=	0,071 tf/m ²		
hf/área=	0,025 tf/m ²		

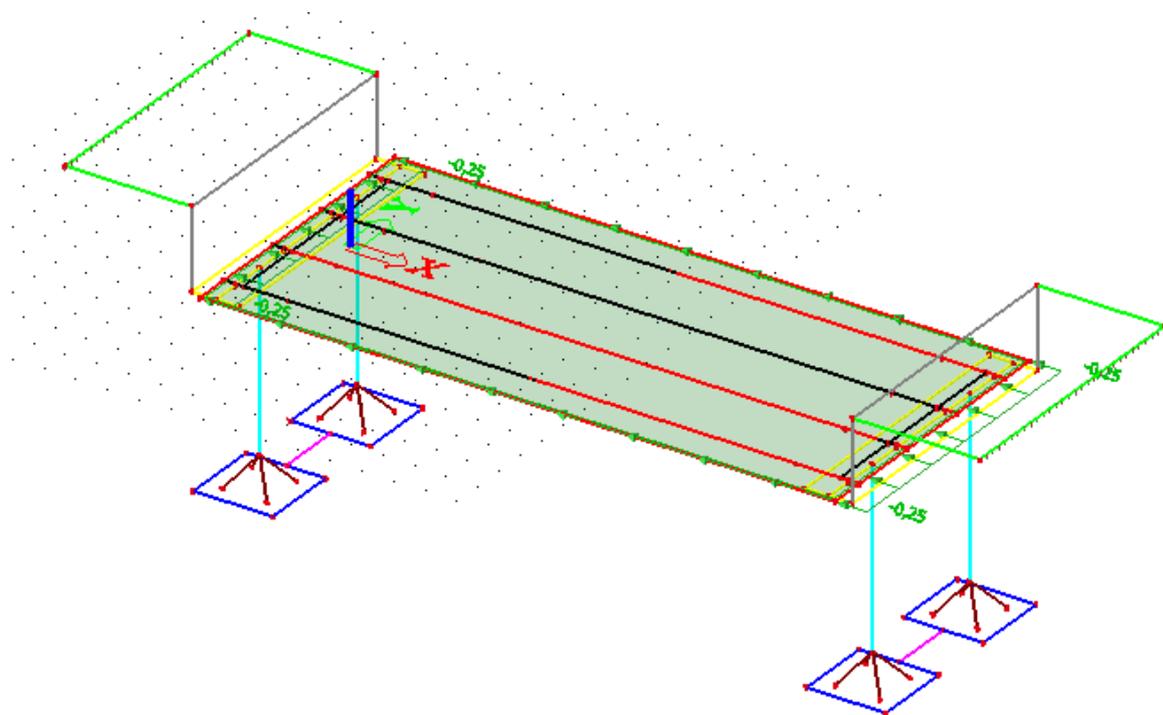


Figura 9: frenagem

2.2.5.7. Variação de Temperatura

Para que ocorram deformações longitudinais de contração ou expansão em uma determinada peça, é necessária uma temperatura que se mantenha constante por um longo período. Para fins de cálculo, adotou-se, segundo valores padrões, 15°C, valor este que será utilizado para o dimensionamento das juntas.

VARIAÇÃO DE TEMPERATURA

NORTE =	2 °C
NORDESTE =	8 °C
SUDESTE =	11 °C
SUL =	15 °C
CENTRO OESTE =	13 °C

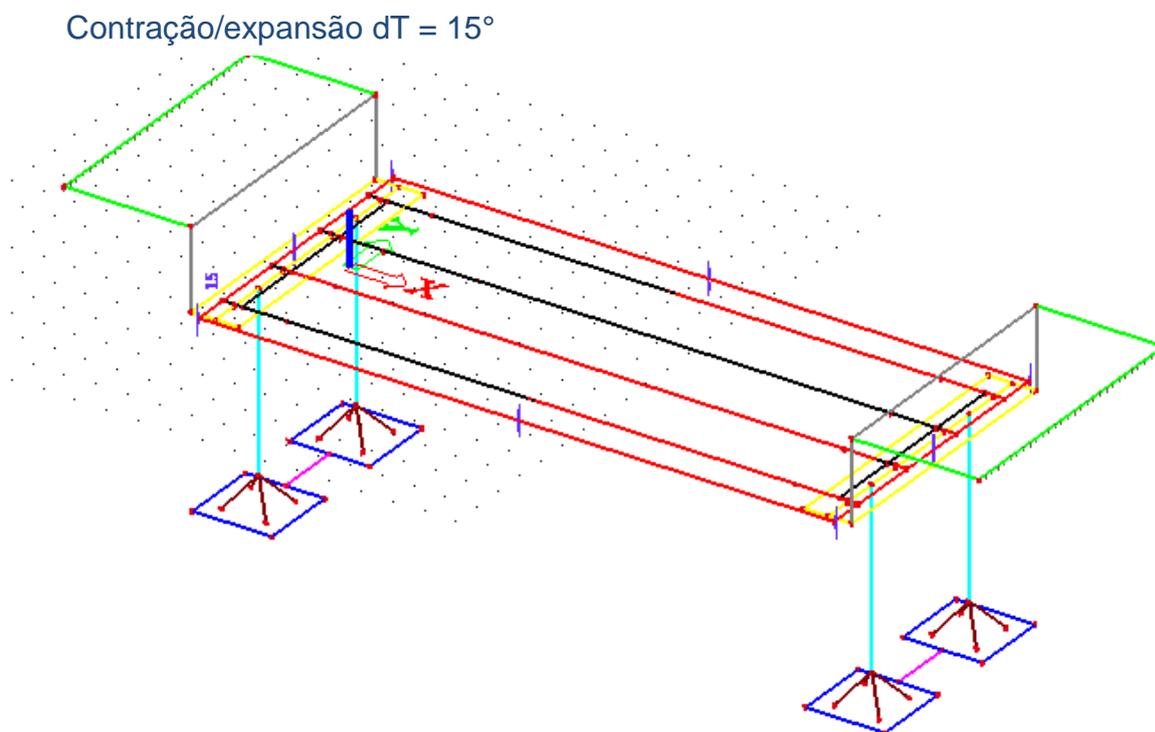


Figura 10: variação de temperatura (contração/expansão)

2.2.5.8. Retração e Fluência do concreto

FLUENCIA E RETRAÇÃO

AREA DA LAJE	3,09	m ²
PERIMETRO DA LAJE =	25	m
FCK DO CONCRETO =	35	Mpa
FLUENCIA E RETRAÇÃO =	-21	°C

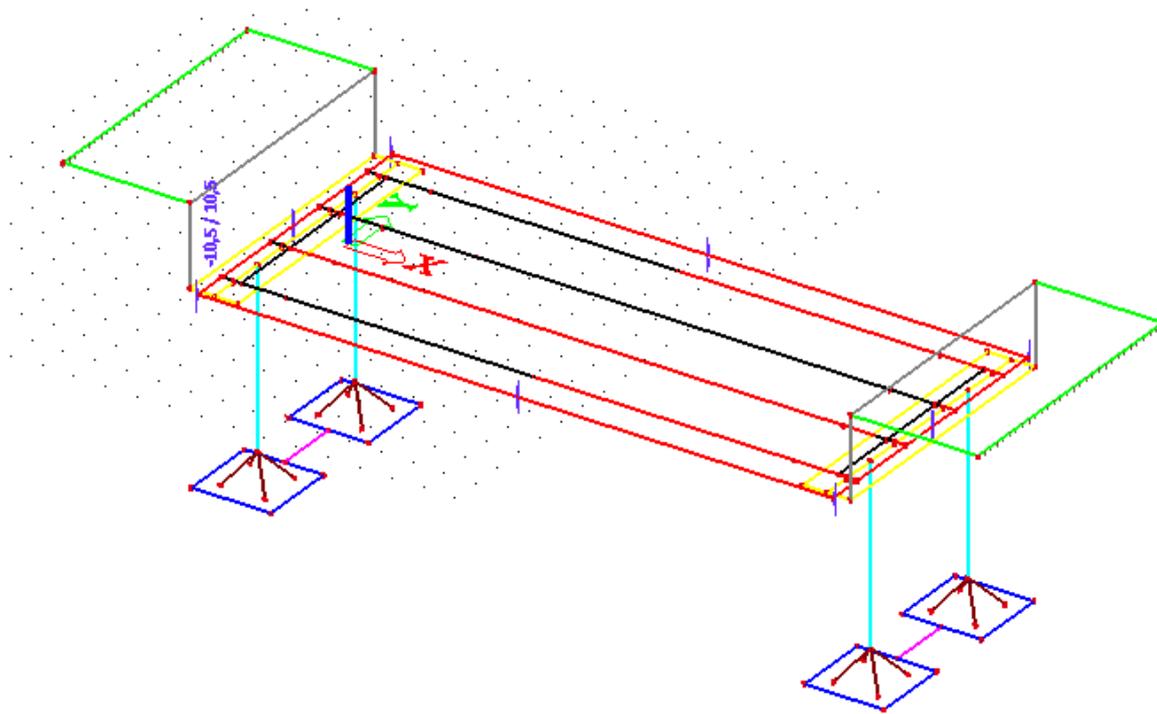


Figura 11: gradiente térmico

2.2.6. Ações e Combinações

2.2.6.1. Cargas permanentes (CP):

Ações cujas intensidades podem ser consideradas como constantes ao longo da vida útil da construção. Compreendem:

- Carga proveniente do peso próprio da estrutura;
- Carga proveniente do peso de pavimentação/revestimentos;
- Deformações provocadas pela retração do concreto.
- Cargas provenientes dos empuxos de terra



2.2.6.2. Cargas móveis (CM):

São aquelas de caráter transitório, compreendem:

- Cargas de multidão;
- As cargas móveis – Trem tipo TT45.

2.2.6.3. Cargas de temperatura (CT):

- Variação de temperatura

2.2.6.4. Cargas de vento (CV):

- Vento – Obra carregada
- Vento – Obra descarregada

2.2.6.5. Cargas de frenagem (CF):

- Frenagem e aceleração

2.2.6.6. Carga hidrodinâmica (CH):

- Carregamento Hidrodinâmico

Para o Estado Limite Último (ELU) foram utilizadas as seguintes combinações de esforços:

	CP	CM	CV	CT	FR	CH
COMBINAÇÃO ÚLTIMA NORMAL	1,35	1,5	1,4	1,2	1,5	0,98

Para a determinação da fundação foram utilizadas as combinações para o Estado Limite Último (ELU) desconsiderando o fator de impacto para o carregamento móvel:

	CP	CM s/impacto
ÚLTIMA NORMAL SEM IMPACTO	1.35	1.5

Para o dimensionamento geotécnico:

	CP	CM s/impacto
COMBINAÇÃO PARA FUNDAÇÃO	1	1

2.2.7. Memória de Cálculo

2.2.7.1. Superestrutura

2.2.7.1.1. Viga longarina

1 - Dados

Comprimento da viga	20,00 m
Altura da viga	1,20 m
Largura da laje colaborante	1,40 m
Espessura da laje colaborante	0,27 m
Centróide da armadura frouxa	0,08 m
Centróide da protensão	0,17 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 - Resistência Mpa

3.1.2 - Tipo

3.2 - Aço

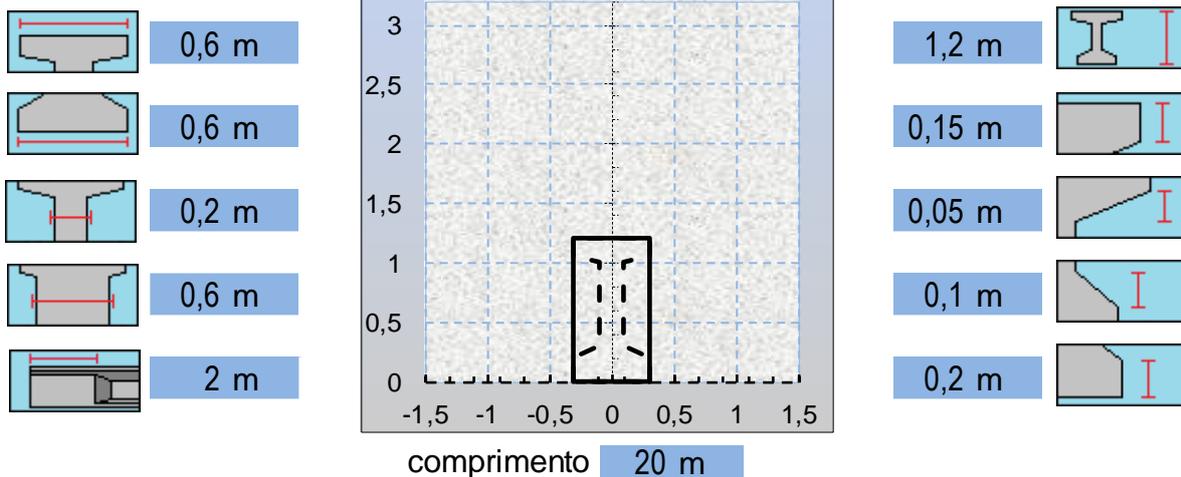
3.2.1 - Armaduras passivas:

3.2.2 - Armaduras de protensão:

4 - Características geométricas

4.1 - Geometria viga

4.1.1 - Entrada de dados



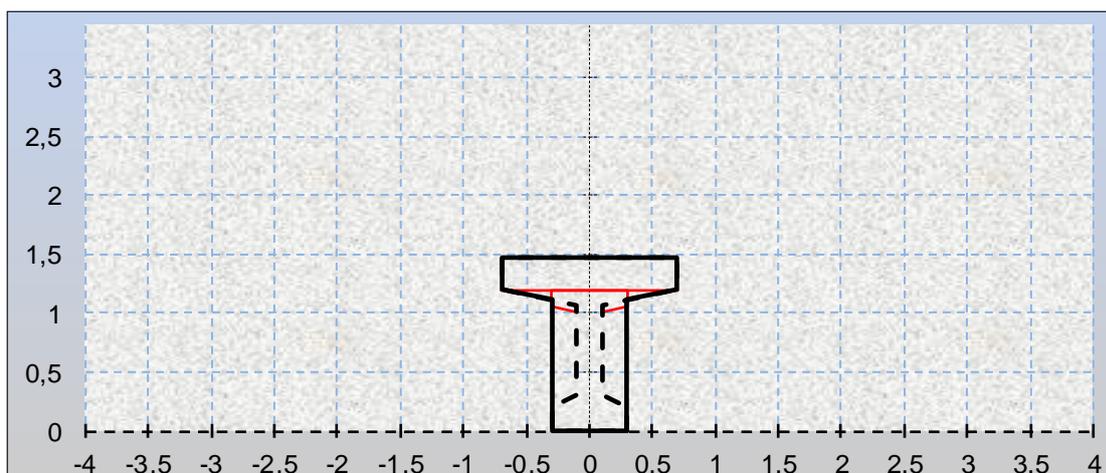
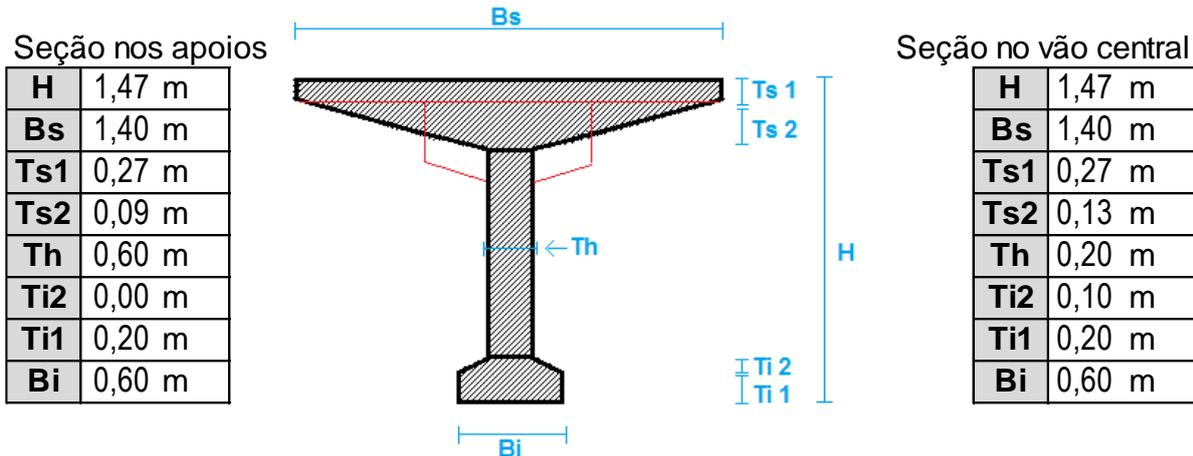
4.1.2 - Resultados

H total=	1,20 m
A=	0,7200 m ²
J=	0,0864 m ⁴
ys=	0,60 m
yi=	0,60 m
Ws=	0,1440 m ³
Wi=	0,1440 m ³
perím.=	3,60 m

H total=	1,20 m
A=	0,4100 m ²
J=	0,0700 m ⁴
ys=	0,63 m
yi=	0,57 m
Ws=	0,1114 m ³
Wi=	0,1223 m ³
perím.=	4,16 m

4.2 - Geometria viga+laje

4.2.1 - Entrada de dados





4.2.2 - Resultados

Seção nos apoios		Seção no vão central	
H total=	1,47 m	H total=	1,47 m
A=	1,1336 m ²	A=	0,798 m ²
J=	0,2261 m ⁴	J=	0,18831 m ⁴
ys=	0,61 m	ys=	0,53 m
yi=	0,86 m	yi=	0,94 m
Ws=	0,3725 m ³	Ws=	0,3584 m ³
Wi=	0,2620 m ³	Wi=	0,1994 m ³
perím.=	5,58 m	Ki=	0,25 m

2.2.7.1.1.1. Esforços

6 - Esforços e solicitações : etapas construtivas 0 a 2 (seção SEM laje colaborante)

6.1 - Esforços causados pela protensão (2 cabos) com perdas imediatas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	-298,6 kN.m	-4147,2 kN/m ²	0 kN	-6220,8 kN/m ²	-2073,6 kN/m ²
1 (2m)	-823,41 kN.m	-4147,2 kN/m ²	0 kN	-9865,3 kN/m ²	1570,9 kN/m ²
2 (4m)	-1053 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-15890 kN/m ²	2168,81 kN/m ²
3 (6m)	-1186 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-16977 kN/m ²	3362,17 kN/m ²
4 (8m)	-1215,1 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-17215 kN/m ²	3623,75 kN/m ²
5 (10m)	-1215,1 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-17215 kN/m ²	3623,75 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

6.2 - Esforços causados pelo peso próprio da viga : $q_1 = 17,7 \text{ kN/m}$, $q_2 = 10,1 \text{ kN/m}$

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	196,2 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	1362,5 kN/m ²	-1362,5 kN/m ²
2 (4m)	336,974 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	2754,37 kN/m ²	-3024,5 kN/m ²
3 (6m)	437,526 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	3576,27 kN/m ²	-3927 kN/m ²
4 (8m)	497,858 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	4069,41 kN/m ²	-4468,5 kN/m ²
5 (10m)	517,968 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	4233,79 kN/m ²	-4649 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

6.3 - Lajotas + PP da capa + transversinas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	kN	kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	227,82 kN.m	kN	kN	1582,08 kN/m ²	-1582,1 kN/m ²
2 (4m)	452,3 kN.m	kN	kN	3697,03 kN/m ²	-4059,6 kN/m ²
3 (6m)	593,1 kN.m	kN	kN	4847,91 kN/m ²	-5323,4 kN/m ²
4 (8m)	677,4 kN.m	kN	kN	5536,97 kN/m ²	-6080 kN/m ²
5 (10m)	715,55 kN.m	kN	kN	5848,8 kN/m ²	-6422,5 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

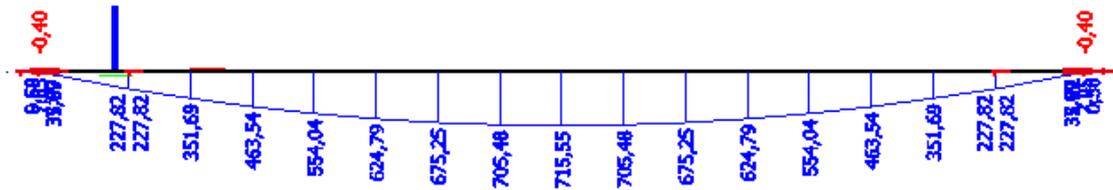


Figura 12: Peso próprio laje + lajota + transversinas

6.4 - Pavimentação + recapeamento + guarda rodas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	kN	kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	158,75 kN.m	kN	kN	1102,43 kN/m ²	-1102,4 kN/m ²
2 (4m)	322,7 kN.m	kN	kN	2637,7 kN/m ²	-2896,4 kN/m ²
3 (6m)	423,4 kN.m	kN	kN	3460,81 kN/m ²	-3800,2 kN/m ²
4 (8m)	483,7 kN.m	kN	kN	3953,69 kN/m ²	-4341,5 kN/m ²
5 (10m)	503,82 kN.m	kN	kN	4118,15 kN/m ²	-4522,1 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

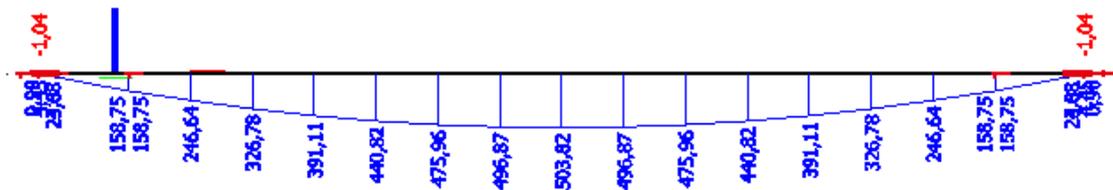


Figura 13: Peso próprio pavimento + recapeamento + guarda rodas



7 - Esforços e solicitações : etapa 3 e estado limite último (seção COM laje colaborante)

7.1 - Esforços causados pela protensão (2 cabos) com perdas imediatas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	-1083,9 kN.m	-2634,2 kN/m ²	0 kN	-6771,4 kN/m ²	275,9 kN/m ²
1 (2m)	-1608,7 kN.m	-2634,2 kN/m ²	0 kN	-8774,6 kN/m ²	1684,95 kN/m ²
2 (4m)	-2165,6 kN.m	-3741,8 kN/m ²	0 kN	-14604 kN/m ²	2301,01 kN/m ²
3 (6m)	-2298,5 kN.m	-3741,8 kN/m ²	0 kN	-15271 kN/m ²	2672,02 kN/m ²
4 (8m)	-2327,7 kN.m	-3741,8 kN/m ²	0 kN	-15417 kN/m ²	2753,34 kN/m ²
5 (10m)	-2327,7 kN.m	-3741,8 kN/m ²	0 kN	-15417 kN/m ²	2753,34 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

7.2 - Esforços causados pelo peso próprio da viga : $q_1 = 17,7 \text{ kN/m}$, $q_2 = 10,1 \text{ kN/m}$

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	TENSÃO axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	196,2 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	748,912 kN/m ²	-526,78 kN/m ²
2 (4m)	336,974 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	1690,21 kN/m ²	-940,29 kN/m ²
3 (6m)	437,526 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	2194,56 kN/m ²	-1220,9 kN/m ²
4 (8m)	497,858 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	2497,18 kN/m ²	-1389,2 kN/m ²
5 (10m)	517,968 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	2598,05 kN/m ²	-1445,3 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

7.3 - Lajotas + PP da capa + transversinas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	0 kN	0 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	227,82 kN.m	0 kN	0 kN	869,609 kN/m ²	-611,67 kN/m ²
2 (4m)	452,3 kN.m	0 kN	0 kN	2268,67 kN/m ²	-1262,1 kN/m ²
3 (6m)	593,1 kN.m	0 kN	0 kN	2974,9 kN/m ²	-1655 kN/m ²
4 (8m)	677,4 kN.m	0 kN	0 kN	3397,73 kN/m ²	-1890,2 kN/m ²
5 (10m)	715,55 kN.m	0 kN	0 kN	3589,09 kN/m ²	-1996,7 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

7.4 - Pavimentação + recapeamento + guarda rodas

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	0 kN	0 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	158,75 kN.m	0 kN	0 kN	605,962 kN/m ²	-426,23 kN/m ²
2 (4m)	322,7 kN.m	0 kN	0 kN	1618,61 kN/m ²	-900,46 kN/m ²
3 (6m)	423,4 kN.m	0 kN	0 kN	2123,71 kN/m ²	-1181,5 kN/m ²
4 (8m)	483,7 kN.m	0 kN	0 kN	2426,16 kN/m ²	-1349,7 kN/m ²
5 (10m)	503,82 kN.m	0 kN	0 kN	2527,08 kN/m ²	-1405,9 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

7.5 - Carga móvel com impacto

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	FORÇA axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	0 kN.m	kN	kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1 (2m)	721,94 kN.m	kN	kN	2755,71 kN/m ²	-1938,3 kN/m ²
2 (4m)	1208 kN.m	kN	kN	6059,14 kN/m ²	-3370,8 kN/m ²
3 (6m)	1574,6 kN.m	kN	kN	7897,95 kN/m ²	-4393,8 kN/m ²
4 (8m)	1792,2 kN.m	kN	kN	8989,39 kN/m ²	-5001 kN/m ²
5 (10m)	1864,4 kN.m	kN	kN	9351,54 kN/m ²	-5202,4 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

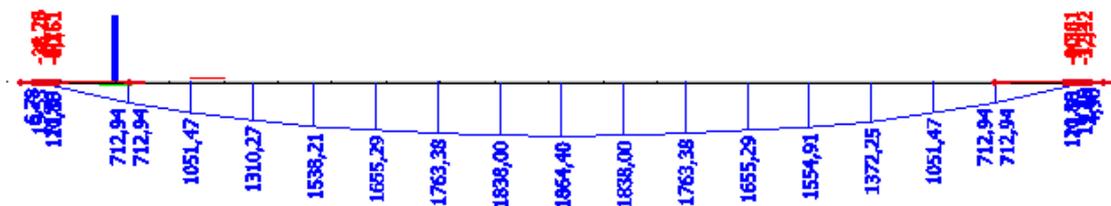


Figura 14: Carga Móvel



8 - Composição das combinações de esforços e carregamentos

8.1 - Carga permanente (CP)

peso próprio da viga (7.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga acidental (7.3) x 1

pavimento e guarda rodas (7.4) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	582,77 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	2224,48 kN/m ²	-1564,7 kN/m ²
2	1111,97 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	5577,48 kN/m ²	-3102,8 kN/m ²
3	1454,03 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	7293,17 kN/m ²	-4057,3 kN/m ²
4	1658,96 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	8321,07 kN/m ²	-4629,2 kN/m ²
5	1737,34 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	8714,22 kN/m ²	-4847,9 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 4,85 Mpa

Maior tração : 8,71 Mpa

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-975,48 kN.m	-2370,8 kN/m ²	115,758 kN	-6094,3 kN/m ²	248,31 kN/m ²
1	-865,04 kN.m	-2370,8 kN/m ²	80,442 kN	-5672,7 kN/m ²	-48,216 kN/m ²
2	-837,05 kN.m	-3367,6 kN/m ²	60,3315 kN	-7566,2 kN/m ²	-1031,9 kN/m ²
3	-614,66 kN.m	-3367,6 kN/m ²	40,221 kN	-6450,7 kN/m ²	-1652,5 kN/m ²
4	-435,96 kN.m	-3367,6 kN/m ²	20,1105 kN	-5554,4 kN/m ²	-2151,1 kN/m ²
5	-357,58 kN.m	-3367,6 kN/m ²	0 kN	-5161,2 kN/m ²	-2369,9 kN/m ²

protensão com perdas imediatas (7.1) x 0,9

Maior compressão : 7,57 Mpa

Maior tração : 0 Mpa



8.2 - Combinação quase-permanente (CQP)

peso próprio da viga (7.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga accidental (7.3) x 1

pavim. + recap. + g. rodas (7.4) x 1

carga móvel com impacto (7.5) x 0,3

para 7.5 :

0,3 - passarelas e rodoviárias

0,5 - ferroviárias não especializadas

0,6 - ferroviárias especializadas

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	799,352 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	3051,2 kN/m ²	-2146,2 kN/m ²
2	1474,37 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	7395,23 kN/m ²	-4114,1 kN/m ²
3	1926,41 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	9662,55 kN/m ²	-5375,4 kN/m ²
4	2196,62 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	11017,9 kN/m ²	-6129,4 kN/m ²
5	2296,66 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	11519,7 kN/m ²	-6408,6 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 6,41 Mpa

Maior tração : 11,5 Mpa

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-975,48 kN.m	-2370,8 kN/m ²	115,758 kN	-6094,3 kN/m ²	248,31 kN/m ²
1	-648,46 kN.m	-2370,8 kN/m ²	80,442 kN	-4846 kN/m ²	-629,71 kN/m ²
2	-474,65 kN.m	-3367,6 kN/m ²	60,3315 kN	-5748,4 kN/m ²	-2043,2 kN/m ²
3	-142,28 kN.m	-3367,6 kN/m ²	40,221 kN	-4081,3 kN/m ²	-2970,6 kN/m ²
4	101,701 kN.m	-3367,6 kN/m ²	20,1105 kN	-2857,5 kN/m ²	-3651,4 kN/m ²
5	201,741 kN.m	-3367,6 kN/m ²	0 kN	-2355,7 kN/m ²	-3930,6 kN/m ²

protensão com perdas imediatas (7.1) x 0,9

Maior compressão : 6,09 Mpa

Maior tração : 0 Mpa



8.3 - Combinação frequente (CF)

peso próprio da viga (7.2) x 1
 lajotas + PP da capa + carga accidental (7.3) x 1
 pavim. + recap. + g. rodas (7.4) x 1
 carga móvel com impacto (7.5) x 0,5

para 7.5 :

0,4 - passarelas
 0,5 - rodoviárias
 0,7 - ferroviárias não especializadas
 1 - ferroviárias especializadas

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	943,74 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	3602,34 kN/m ²	-2533,8 kN/m ²
2	1715,97 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	8607,05 kN/m ²	-4788,2 kN/m ²
3	2241,33 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	11242,1 kN/m ²	-6254,2 kN/m ²
4	2555,06 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	12815,8 kN/m ²	-7129,6 kN/m ²
5	2669,54 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	13390 kN/m ²	-7449,1 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 7,45 Mpa

Maior tração : 13,4 Mpa

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-975,48 kN.m	-2370,8 kN/m ²	115,758 kN	-6094,3 kN/m ²	248,31 kN/m ²
1	-504,07 kN.m	-2370,8 kN/m ²	80,442 kN	-4294,8 kN/m ²	-1017,4 kN/m ²
2	-233,05 kN.m	-3367,6 kN/m ²	60,3315 kN	-4536,6 kN/m ²	-2717,3 kN/m ²
3	172,638 kN.m	-3367,6 kN/m ²	40,221 kN	-2501,7 kN/m ²	-3849,4 kN/m ²
4	460,141 kN.m	-3367,6 kN/m ²	20,1105 kN	-1059,7 kN/m ²	-4651,6 kN/m ²
5	574,621 kN.m	-3367,6 kN/m ²	0 kN	-485,44 kN/m ²	-4971,1 kN/m ²

protensão com perdas imediatas (7.1) x 0,9

Maior compressão : 6,09 Mpa

Maior tração : 0 Mpa



8.4 - Combinação rara de serviço (CRS)

peso próprio da viga (7.2) x 1
 lajotas + PP da capa + carga accidental (7.3) x 1
 pavimento e guarda rodas (7.4) x 1
 carga móvel com impacto (7.5) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	1304,71 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	4980,19 kN/m ²	-3503 kN/m ²
2	2319,97 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	11636,6 kN/m ²	-6473,7 kN/m ²
3	3028,63 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	15191,1 kN/m ²	-8451,1 kN/m ²
4	3451,16 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	17310,5 kN/m ²	-9630,1 kN/m ²
5	3601,74 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	18065,8 kN/m ²	-10050 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 10,1 Mpa

Maior tração : 18,1 Mpa

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-1083,9 kN.m	-2634,2 kN/m ²	115,758 kN	-6771,4 kN/m ²	275,9 kN/m ²
1	-303,97 kN.m	-2634,2 kN/m ²	80,442 kN	-3794,4 kN/m ²	-1818 kN/m ²
2	154,389 kN.m	-3741,8 kN/m ²	60,3315 kN	-2967,4 kN/m ²	-4172,6 kN/m ²
3	730,084 kN.m	-3741,8 kN/m ²	40,221 kN	-79,843 kN/m ²	-5779,1 kN/m ²
4	1123,47 kN.m	-3741,8 kN/m ²	20,1105 kN	1893,33 kN/m ²	-6876,8 kN/m ²
5	1274,05 kN.m	-3741,8 kN/m ²	0 kN	2648,62 kN/m ²	-7296,9 kN/m ²

protensão com perdas imediatas (7.1) x 1

Maior compressão : 7,3 Mpa

Maior tração : 2,65 Mpa



8.5 - Combinação última normal (CUN)

peso próprio da viga (7.2) x 1,35

lajotas + PP da capa + carga acidental (7.3) x 1,35

pavimento e guarda rodas (7.4) x 1,35

carga móvel com impacto (7.5) x 1,5

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	156,273 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	1869,65 kN.m	0 kN/m ²	108,597 kN	7136,61 kN/m ²	-5019,8 kN/m ²
2	3313,16 kN.m	0 kN/m ²	81,4475 kN	16618,3 kN/m ²	-9245 kN/m ²
3	4324,84 kN.m	0 kN/m ²	54,2984 kN	21692,7 kN/m ²	-12068 kN/m ²
4	4927,89 kN.m	0 kN/m ²	27,1492 kN	24717,5 kN/m ²	-13751 kN/m ²
5	5142,01 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	25791,5 kN/m ²	-14348 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 14,3 Mpa

Maior tração : 25,8 Mpa

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-1463,2 kN.m	-3556,1 kN/m ²	156,273 kN	-9141,4 kN/m ²	372,465 kN/m ²
1	-302,07 kN.m	-3556,1 kN/m ²	108,597 kN	-4709,2 kN/m ²	-2745,1 kN/m ²
2	389,625 kN.m	-5051,5 kN/m ²	81,4475 kN	-3097,2 kN/m ²	-6138,7 kN/m ²
3	1221,8 kN.m	-5051,5 kN/m ²	54,2984 kN	1076,9 kN/m ²	-8460,8 kN/m ²
4	1785,52 kN.m	-5051,5 kN/m ²	27,1492 kN	3904,41 kN/m ²	-10034 kN/m ²
5	1999,63 kN.m	-5051,5 kN/m ²	0 kN	4978,37 kN/m ²	-10631 kN/m ²

protensão com perdas imediatas (7.1) x 1,35

Maior compressão : 10,6 Mpa

Maior tração : 4,98 Mpa



8.6 - Fabricação

peso próprio da viga (6.2) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	196,2 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	1362,5 kN/m ²	-1362,5 kN/m ²
2	336,974 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	2754,37 kN/m ²	-3024,5 kN/m ²
3	437,526 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	3576,27 kN/m ²	-3927 kN/m ²
4	497,858 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	4069,41 kN/m ²	-4468,5 kN/m ²
5	517,968 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	4233,79 kN/m ²	-4649 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 4,65 Mpa

Maior tração : 4,23 Mpa

peso próprio da viga (6.2) x 1

protensão com perdas imediatas (6.1) x 1,1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-328,46 kN.m	-4561,9 kN/m ²	115,758 kN	-6842,9 kN/m ²	-2281 kN/m ²
1	-709,55 kN.m	-4561,9 kN/m ²	80,442 kN	-9489,3 kN/m ²	365,495 kN/m ²
2	-821,38 kN.m	-8011,2 kN/m ²	60,3315 kN	-14725 kN/m ²	-638,83 kN/m ²
3	-867,08 kN.m	-8011,2 kN/m ²	40,221 kN	-15099 kN/m ²	-228,65 kN/m ²
4	-838,81 kN.m	-8011,2 kN/m ²	20,1105 kN	-14867 kN/m ²	-482,42 kN/m ²
5	-818,7 kN.m	-8011,2 kN/m ²	0 kN	-14703 kN/m ²	-662,92 kN/m ²

Maior compressão : 15,1 Mpa

Maior tração : 0 Mpa



8.7 - Transporte e montagem

peso próprio da viga (6.2) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	196,2 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	1362,5 kN/m ²	-1362,5 kN/m ²
2	336,974 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	2754,37 kN/m ²	-3024,5 kN/m ²
3	437,526 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	3576,27 kN/m ²	-3927 kN/m ²
4	497,858 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	4069,41 kN/m ²	-4468,5 kN/m ²
5	517,968 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	4233,79 kN/m ²	-4649 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 4,65 Mpa

Maior tração : 4,23 Mpa

peso próprio da viga (6.2) x 1

protensão com perdas imediatas (6.1) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-298,6 kN.m	-4147,2 kN/m ²	115,758 kN	-6220,8 kN/m ²	-2073,6 kN/m ²
1	-627,21 kN.m	-4147,2 kN/m ²	80,442 kN	-8502,8 kN/m ²	208,404 kN/m ²
2	-716,07 kN.m	-7282,9 kN/m ²	60,3315 kN	-13136 kN/m ²	-855,72 kN/m ²
3	-748,48 kN.m	-7282,9 kN/m ²	40,221 kN	-13401 kN/m ²	-564,86 kN/m ²
4	-717,29 kN.m	-7282,9 kN/m ²	20,1105 kN	-13146 kN/m ²	-844,8 kN/m ²
5	-697,18 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-12982 kN/m ²	-1025,3 kN/m ²

Maior compressão : 13,4 Mpa

Maior tração : 0 Mpa



8.8 - Pré-cura da capa

peso próprio da viga (6.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga acidental (6.3) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	0 kN.m	0 kN/m ²	115,758 kN	0 kN/m ²	0 kN/m ²
1	2944,58 kN.m	0 kN/m ²	80,442 kN	2944,58 kN/m ²	-2944,6 kN/m ²
2	6451,41 kN.m	0 kN/m ²	60,3315 kN	6451,41 kN/m ²	-7084,2 kN/m ²
3	8424,19 kN.m	0 kN/m ²	40,221 kN	8424,19 kN/m ²	-9250,4 kN/m ²
4	9606,38 kN.m	0 kN/m ²	20,1105 kN	9606,38 kN/m ²	-10549 kN/m ²
5	10082,6 kN.m	0 kN/m ²	0 kN	10082,6 kN/m ²	-11072 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e o esforço axial de compressão

Maior compressão : 11,1 Mpa

Maior tração : 10,1 Mpa

peso próprio da viga (6.2) x 1

lajotas + PP da capa + carga acidental (6.3) x 1

protensão com perdas imediatas (6.1) x 1

seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	tensão axial	cortante	face inferior*	face superior*
0	-298,6 kN.m	-4147,2 kN/m ²	115,758 kN	-6220,8 kN/m ²	-2073,6 kN/m ²
1	2121,18 kN.m	-4147,2 kN/m ²	80,442 kN	-6920,7 kN/m ²	-1373,7 kN/m ²
2	5398,36 kN.m	-7282,9 kN/m ²	60,3315 kN	-9438,9 kN/m ²	-4915,4 kN/m ²
3	7238,18 kN.m	-7282,9 kN/m ²	40,221 kN	-8552,9 kN/m ²	-5888,3 kN/m ²
4	8391,23 kN.m	-7282,9 kN/m ²	20,1105 kN	-7608,9 kN/m ²	-6924,8 kN/m ²
5	8867,45 kN.m	-7282,9 kN/m ²	0 kN	-7132,7 kN/m ²	-7447,8 kN/m ²

Maior compressão : 9,44 Mpa

Maior tração : 0 Mpa

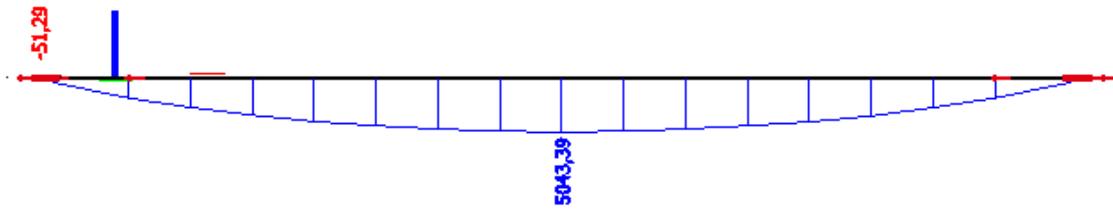


Figura 15: Combinação Última Normal

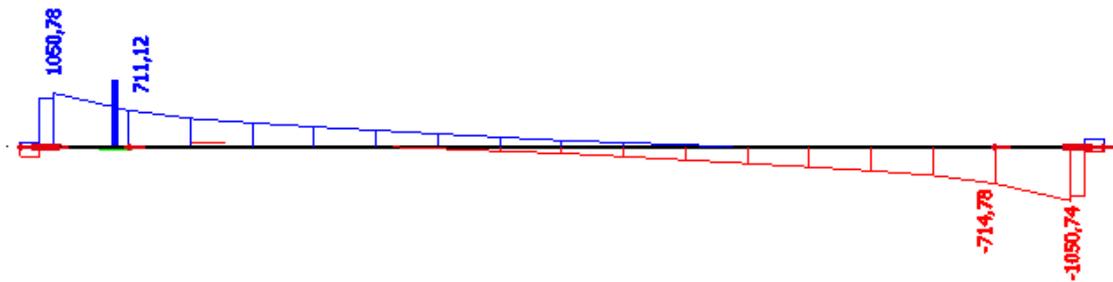


Figura 16: Combinação Última Normal – esforço cortante



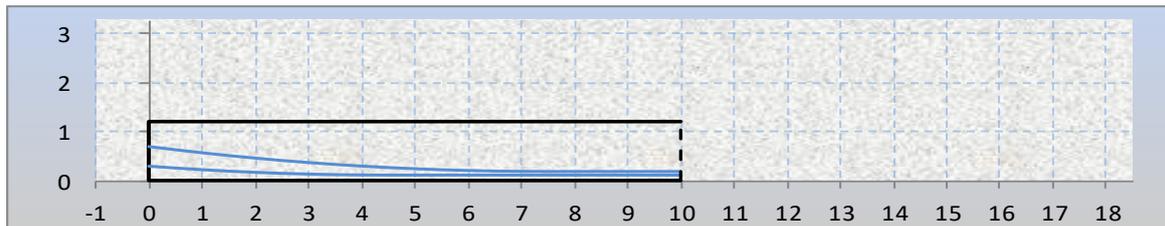
2.2.7.1.1.2. Dimensionamentos

2.2.7.1.1.3. Dimensionamento da protensão:

5 - Protensão

5.1 - Definição da protensão

A protensão **limitada** será feita por **2** cabos, cada um com **12** cordoalhas de diâmetro **12,7 mm**. A força máxima suportada em cada cordoalha será de **19,1162 tf**, a força máxima suportada em cada cabo será **229,394 tf**, a força empregada em cada cabo será de **169,293 tf**, ou **1660,77 kN**.



5.2 - Perdas imediatas de protensão

5.2.1 - Perdas por atrito

$$P = P_o \cdot (1 - \varphi \cdot \alpha - k \cdot x)$$

$$\varphi = 0,2$$

α = ângulo de saída

k = coeficiente de atrito por irregularidade do cabo **0,002**

x = comprimento do trecho analisado

cabo	ângulo de saída *	fim do arco (m)	P fim (kN)	P vão (kN)
1	4,58 graus	4,5	1619,26	1600,99
2	7,48 graus	7,5	1592,51	1584,21
3	----	-----	-----	----
4	----	-----	-----	----
5	----	-----	-----	----
6	----	-----	-----	----
7	----	-----	-----	----
8	----	-----	-----	----
9	----	-----	-----	----
10	----	-----	-----	----
11	----	-----	-----	----
12	----	-----	-----	----

* em sistema decimal

Força total P antes da protensão : 3321,53 kN

Força total após as perdas por atrito : 3185,2 kN

Perda representativa por atrito: 4,10439 %



5.2.2 - Perdas por acomodação das cunhas (ΔP)

cabo	perda (ΔP)
1	80,2375 kN
2	47,9047 kN
3	-----
4	-----
5	-----
6	-----
7	-----
8	-----
9	-----
10	-----
11	-----
12	-----

$$E = 19000$$

$$A = 11,844$$

Força total antes da protensão:	3321,53 kN
Perda de protensão por cravação (ΔP_{total}):	128,142 kN
Perda representativa por cravação:	3,85792 %

5.2.3 - Perdas na protensão sucessiva ($\Delta\sigma$):

$$(\Delta\sigma) = \alpha_p \cdot (\sigma_g + \sigma_{cp}) \cdot (n - 1) / 2n$$

excentricidade da força de protensão (sem laje colaborante), $e_{p1} = 0,40695$ m

$$\alpha_p = 6,33866$$

$$\sigma_g = 3012,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{cp} = 15923,2 \text{ kN/m}^2$$

Total de perdas por protensão sucessiva: 71,0795 kN

Perda representativa por protensão sucessiva: 2,13996 %

$$\underline{\text{Perda imediata total} = 10,1 \%}$$



9 - Verificação da protensão adotada

M: momento calculado

σ_i : tensão admissível nas fibras superiores

Wi: módulo resistente a flexão nas fibras inferiores = $0,19937 \text{ m}^3$

Ki: distância nuclear para as fibras inferiores = $0,24983 \text{ m}$

ep2: excentricidade da força de protensão em relação ao CG = $0,77954 \text{ m}$

9.1 - Carregamento quase-permanente (CQP)

Utilizando estado limite de descompressão:	$\sigma_t = 0 \text{ kN/m}^2$
	$M = 2296,66 \text{ kN.m}$
Força de protensão necessária (Pcqp):	$P_{cqp} = 2231,12 \text{ kN}$

9.2 - Carregamento frequente

Utilizando estado limite de abertura de fissuras:	$\sigma_t = \text{ kN/m}^2$	
	$M = \text{ kN.m}$	
Utilizando estado limite de formação de fissuras:	$\sigma_t = 2246,97 \text{ kN/m}^2$	
	$M = 2669,54 \text{ kN.m}$	
Utilizando estado limite de descompressão:	$\sigma_t = \text{ kN/m}^2$	
	$M = 2669,54 \text{ kN.m}$	
Força de protensão necessária (Pcf) para:		
protensão parcial	protensão limitada	protensão completa
$P_{cf} = 0 \text{ kN}$	$P_{cf} = 2158,17 \text{ kN}$	$P_{cf} = 2593,36 \text{ kN}$

9.3 - Carregamento raro ou excepcional

Utilizando estado limite de formação de fissuras:	$\sigma_t = 2246,97 \text{ kN/m}^2$
	$M = 3601,74 \text{ kN.m}$
Força de protensão necessária (Pcr):	$P_{cr} = 3063,77 \text{ kN}$

9.4 - Força de protensão necessária adotada: $P_\alpha = 2231,12 \text{ kN}$



9.5 - perdas lentas de protensão

Ecs = deformação de retração no concreto após estabilização	-0,0002 m/m
$\sigma_{c,pig}$ = tensão no concreto na posição da resultante da armadura de protensão	-6185,7 kN/m ²
σ_{pi} = tensão na armadura devido a protensão após perdas imediatas	1260546 kN/m ²
Ap = área das armaduras de protensão	0,00237 m ²
Ac = área da seção	0,798 m ²
Valor de protensão após todas as perdas imediatas	2985,98 kN

$$\Delta\sigma = -140448 \text{ kN/m}^2$$

$$\Delta P \text{ total} = 332,693 \text{ kN}$$

$$\text{Perda lenta total} = 10,0162 \%$$

A perda total é de 20,1 %, sendo a força final de protensão na seção no meio do vão após todas as perdas 2653,29 kN e a protensão necessária 2231,12 kN

Protensão suficiente : força após perdas atende à necessária

9.6 - Solicitações causadas pela protensão (2 cabos com perdas totais : imediatas + lentas)

seção	solicitações			tensões nas faces *	
	momento fletor	axial *	cortante	face inferior	face superior
0 (0m)	-963,11 kN.m	-2340,7 kN/m ²	0 kN	-6016,9 kN/m ²	245,16 kN/m ²
1 (2m)	-1429,4 kN.m	-2340,7 kN/m ²	0 kN	-7797 kN/m ²	1497,22 kN/m ²
2 (4m)	-1924,3 kN.m	-3324,9 kN/m ²	0 kN	-12977 kN/m ²	2044,64 kN/m ²
3 (6m)	-2042,4 kN.m	-3324,9 kN/m ²	0 kN	-13569 kN/m ²	2374,3 kN/m ²
4 (8m)	-2068,3 kN.m	-3324,9 kN/m ²	0 kN	-13699 kN/m ²	2446,57 kN/m ²
5 (10m)	-2068,3 kN.m	-3324,9 kN/m ²	0 kN	-13699 kN/m ²	2446,57 kN/m ²

*negativo para compressão, positivo para tração

9.7 - Alongamentos

cabo	comprimento	comprimento livre	tensão média	R - alongamento teórico
1	2100,96 cm	50 cm por cabeceira	126 kN/cm ²	13,94 cm
2	2104,26 cm	50 cm por cabeceira	126 kN/cm ²	13,96 cm
3	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
4	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
5	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
6	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
7	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
8	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
9	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
10	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
11	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm
12	0 cm	cm por cabeceira	126 kN/cm ²	0,00 cm

2.2.7.1.1.4. Dimensionamento da armadura passiva:

-VERIFICAÇÃO ELS

ênção às armaduras mínimas (0,15%Ac) !

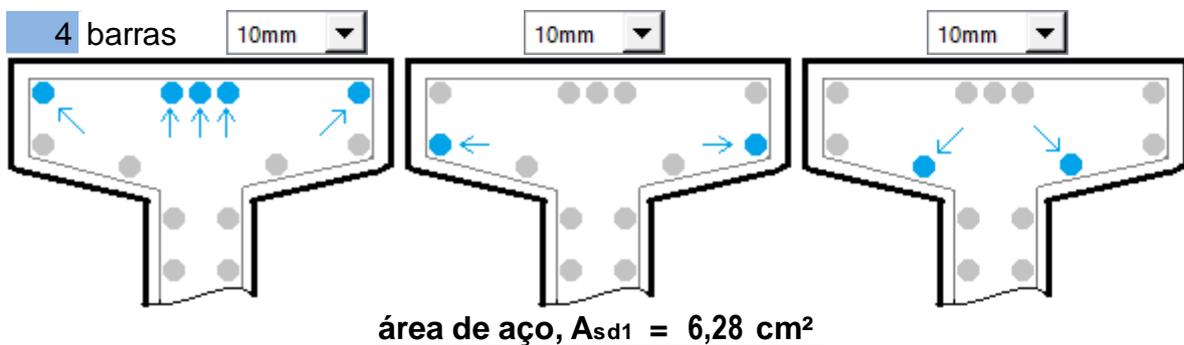
- seção dos apoios : 10,8cm²
- seção do vão central : 6,2cm²

Se uma das armaduras nesta aba (9.1 ou 9.2) estiver abaixo da mínima, os reforços de armadura nas abas seguintes devem, somados a esta, atender a mínima .

O mais prático pode ser atribuir a esta armadura a mínima e aos reforços apenas a diferença necessária para atender solicitações locais .

10 - Definição da armadura longitudinal

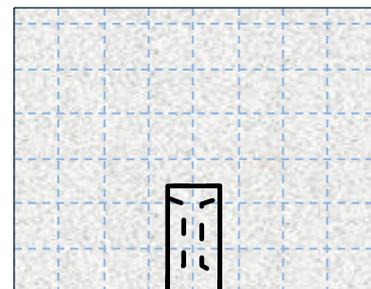
10.1 - Armadura longitudinal superior



11 - Verificações do estado em vazio (etapa construtiva 0)

11.1 - Tensões no concreto

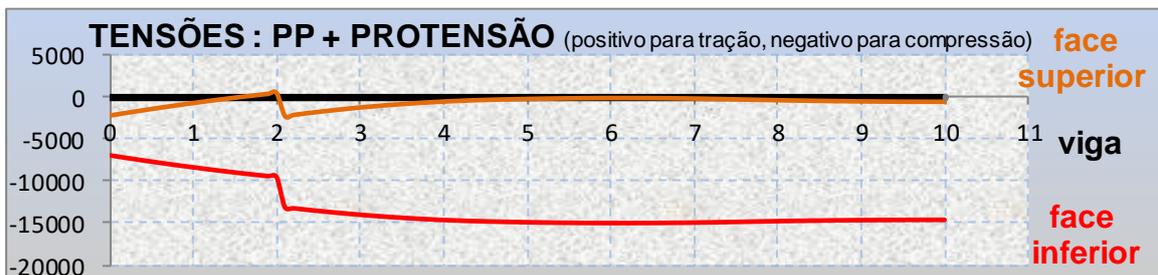
$$\begin{aligned} & \text{protensão com perdas imediatas (6.1)} \times 1,1 \\ & + \\ & \text{peso próprio da viga (6.2)} \times 1 \end{aligned}$$



seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	axial**	cortante	face inferior*	face superior*
0	-328,46 kN.m	-4561,9 kN/m ²	115,758 kN	-6842,9 kN/m ²	-2281 kN/m ²
1	-709,55 kN.m	-4561,9 kN/m ²	80,442 kN	-9489,3 kN/m ²	365,495 kN/m ²
2	-821,38 kN.m	-8011,2 kN/m ²	60,3315 kN	-14725 kN/m ²	-638,83 kN/m ²
3	-867,08 kN.m	-8011,2 kN/m ²	40,221 kN	-15099 kN/m ²	-228,65 kN/m ²
4	-838,81 kN.m	-8011,2 kN/m ²	20,1105 kN	-14867 kN/m ²	-482,42 kN/m ²
5	-818,7 kN.m	-8011,2 kN/m ²	0 kN	-14703 kN/m ²	-662,92 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e a tensão de compressão causada pela protensão (Axial**)

**tensão de compressão causada pela protensão

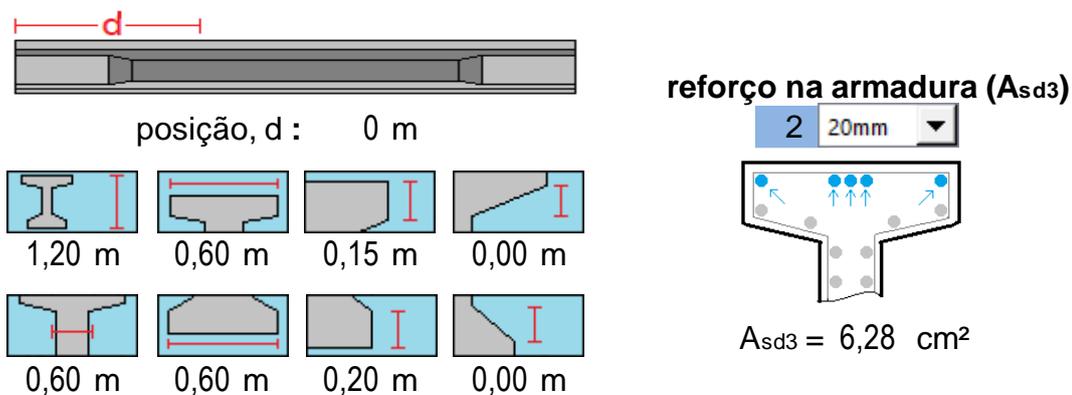


Maior compressão : 15,1 Mpa

Maior tração : 0,37 Mpa

sem esforços trativos acima da resistência à tração do concreto : armadura mínima suficiente

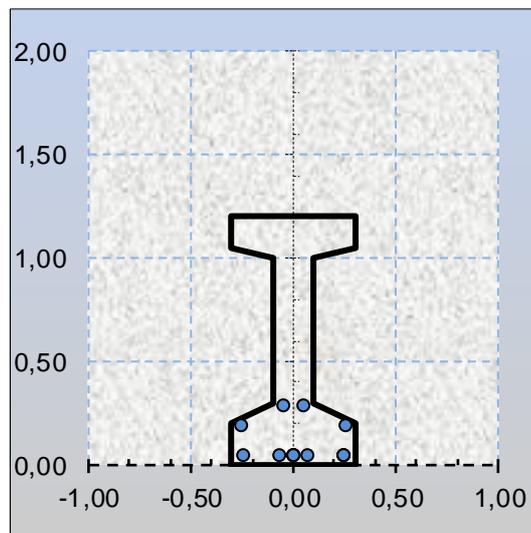
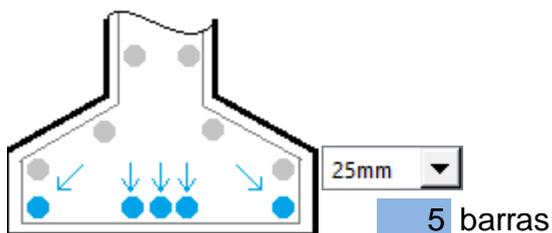
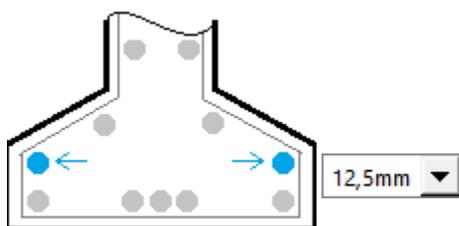
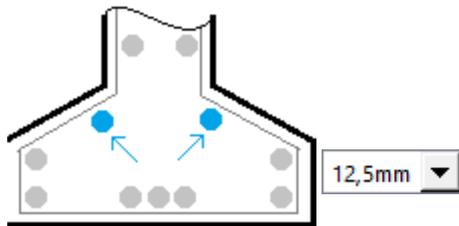
11.2.1 - Seção 0 (aos 0m, apoios)



$$\begin{aligned} \text{aço na porção inferior, } A_{sd4} + A_{sd5}, &= A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 29,5 \text{ cm}^2 \\ \text{distância entre o centróide de } A_{s,inf} \text{ e a face inferior, } &d_1 = 0,08 \text{ m} = 8,38 \text{ cm} \\ \text{aço na porção superior, } A_{sd1} + A_{sd3}, &= A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 12,6 \text{ cm}^2 \\ \text{distância entre o centróide de } A_{s,sup} \text{ e a face superior, } &d_2 = 0,08 \text{ m} = 7,5 \text{ cm} \\ \text{distância entre o centróide da seção e a face inferior, } &c = 0,6 \text{ m} = 60 \text{ cm} \\ \text{excentricidade da prot, } &e_p = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm} \\ \text{separação entre os domínios de deformação 2 e 3, } &x_{2-3} = 0,29 \text{ m} = 29,1 \text{ cm} \\ \text{separação entre ruptura dúctil e frágil, } &x_{lim} = 0,51 \text{ m} = 50,6 \text{ cm} \\ \text{separação entre os domínios de deformação 3 e 4, } &x_{3-4} = 0,71 \text{ m} = 70,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

-VERIFICAÇÃO ELU

10.2 - Armadura longitudinal inferior

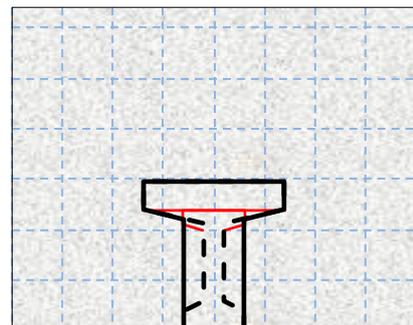


área de aço, $A_{sd4} = 29,5 \text{ cm}^2$

13 - Verificações ao estado limite último (ELU)

13.1 - Tensões no concreto

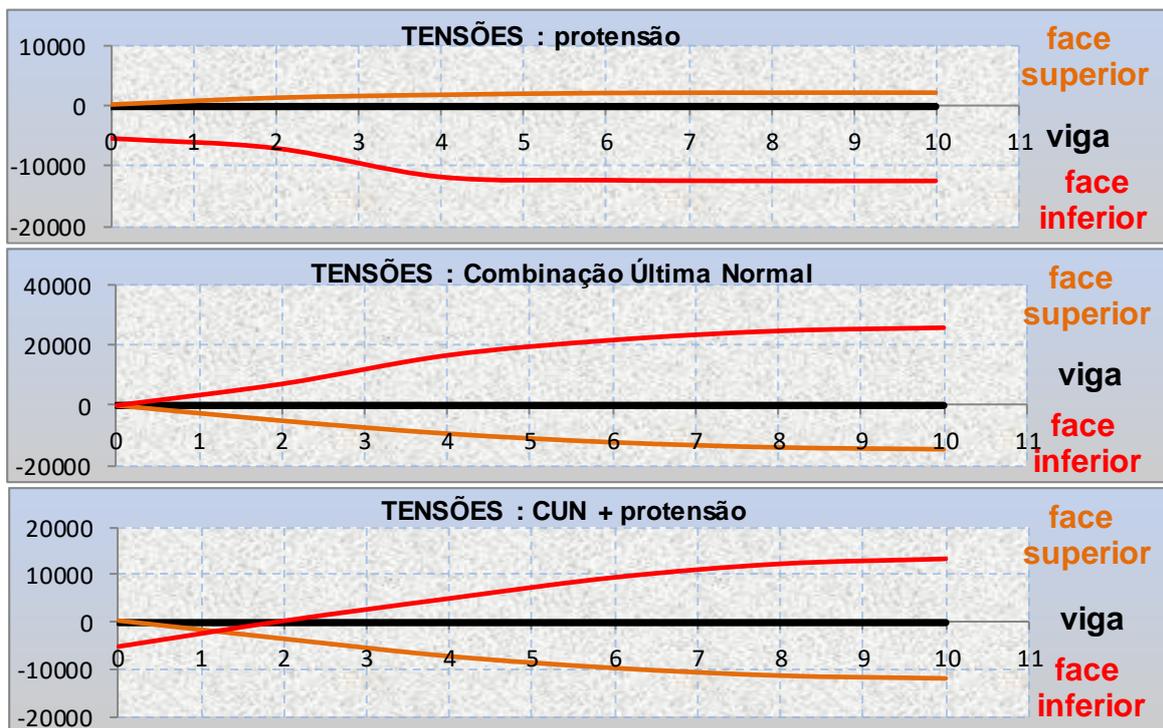
protensão com perdas totais (9.6) x **0,9**
 +
 combinação última normal (8.5) x **1**



seção	solicitações			tensões nas faces	
	momento fletor	axial**	cortante	face inferior*	face superior*
0	-866,8 kN.m	-2106,6 kN/m ²	156,273 kN	-5415,2 kN/m ²	220,644 kN/m ²
1	583,151 kN.m	-2106,6 kN/m ²	108,597 kN	119,326 kN/m ²	-3672,3 kN/m ²
2	1581,3 kN.m	-2992,4 kN/m ²	81,4475 kN	4939,1 kN/m ²	-7404,9 kN/m ²
3	2486,64 kN.m	-2992,4 kN/m ²	54,2984 kN	9480,15 kN/m ²	-9931,1 kN/m ²
4	3066,39 kN.m	-2992,4 kN/m ²	27,1492 kN	12388,1 kN/m ²	-11549 kN/m ²
5	3280,5 kN.m	-2992,4 kN/m ²	0 kN	13462,1 kN/m ²	-12146 kN/m ²

*resultantes da combinação de momento fletor e a tensão de compressão causada pela protensão (Axial**)

**tensão de compressão causada pela protensão



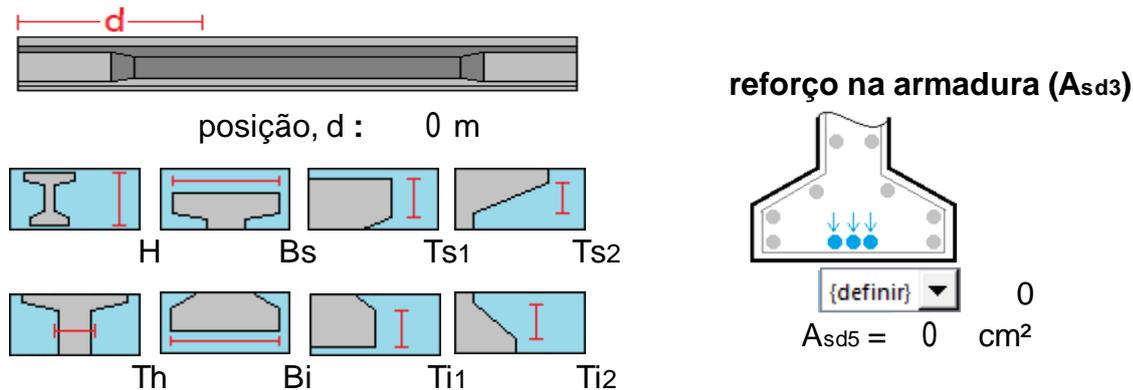
Maior compressão : 12,1 Mpa

Maior tração : 13,5 Mpa

13.2 - Armadura longitudinal

A solicitação última sobre a armadura verificada se dá para esforços resultantes da diferença entre a combinação última normal (item 7.5) e os efeitos da protensão (item 8.6), de modo que a armação é considerada suficiente se o momento resistente calculado M_{rd} é superior ao momento solicitante da combinação última M_{sd} .

13.2.1 - Seção 0 (aos 0m, apoios)



$$\begin{array}{llll}
 H = 1,47 \text{ m} & B_s = 1,40 \text{ m} & T_{s1} = 0,27 \text{ m} & T_{s2} = 0,09 \text{ m} \\
 T_h = 0,60 \text{ m} & B_i = 0,60 \text{ m} & T_{i1} = 0,20 \text{ m} & T_{i2} = 0,00 \text{ m}
 \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 29,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 8,38 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 12,6 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,35 \text{ m} = 34,5 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,86 \text{ m} = 86,3 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,36 \text{ m} = 36,3 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 35,9 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,62 \text{ m} = 62,4 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,87 \text{ m} = 87,1 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$RC_{hipótese} = 3122,14 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x' = 0,13 \text{ m} = 13,1 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalcar para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$RC_{adotada} = 3668,5 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x = 0,15 \text{ m} = 15,4 \text{ cm}$$

$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,17 \text{ cm}$$

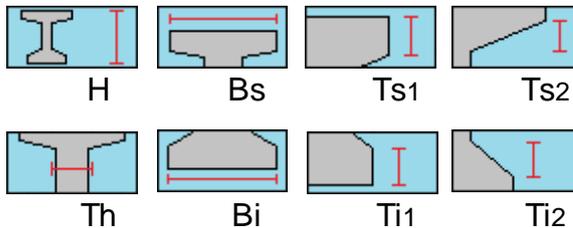
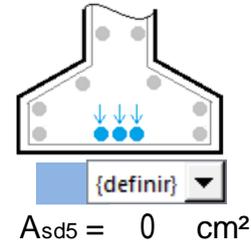
$$M_{rd} = 3865,29 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 3865,29 \text{ kN} \geq M_{sd} = 0 \text{ kN}$$

13.2.2 - Seção 1 (aos 2m)



posição, d : 2 m

reforço na armadura (A_{sd3}) $A_{sd5} = 0 \text{ cm}^2$

$$\begin{array}{llll} H = 1,47 \text{ m} & Bs = 1,40 \text{ m} & Ts1 = 0,27 \text{ m} & Ts2 = 0,13 \text{ m} \\ Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti1 = 0,20 \text{ m} & Ti2 = 0,10 \text{ m} \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 29,5 \text{ cm}^2$ distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 8,38 \text{ cm}$ aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$ distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,38 \text{ m} = 37,5 \text{ cm}$ distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,94 \text{ m} = 94,5 \text{ cm}$ excentricidade da prot, $e_p = 0,62 \text{ m} = 62 \text{ cm}$ separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 35,9 \text{ cm}$ separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,62 \text{ m} = 62,4 \text{ cm}$ separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,87 \text{ m} = 87,1 \text{ cm}$ *teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$* $RC_{hipótese} = 3395,32 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x' = 0,14 \text{ m} = 14,3 \text{ cm}$$

 $x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)< recalcar para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado $RC_{adotada} = 3668,5 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$$x = 0,15 \text{ m} = 15,4 \text{ cm}$$

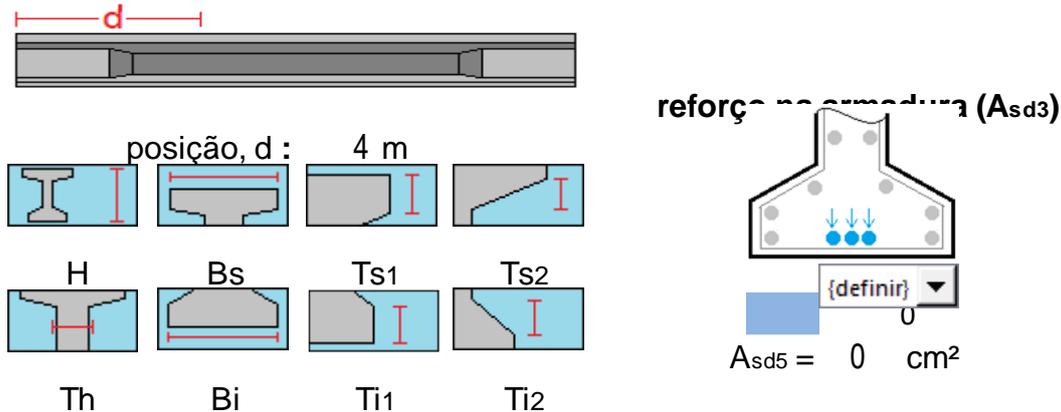
 $x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,17 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 4284,99 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 4284,99 \text{ kN} \geq M_{sd} = 1869,65 \text{ kN}$$

13.2.3 - Seção 2 (aos 4m)



$$\begin{array}{llll}
 H = 1,47 \text{ m} & Bs = 1,40 \text{ m} & Ts1 = 0,27 \text{ m} & Ts2 = 0,13 \text{ m} \\
 Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti1 = 0,20 \text{ m} & Ti2 = 0,10 \text{ m}
 \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 29,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 8,38 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,38 \text{ m} = 37,5 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,94 \text{ m} = 94,5 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,73 \text{ m} = 72,5 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 35,9 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,62 \text{ m} = 62,4 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,87 \text{ m} = 87,1 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$R_{C,hipótese} = 3395,32 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x' = 0,14 \text{ m} = 14,3 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$R_{C,adotada} = 3668,5 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x = 0,15 \text{ m} = 15,4 \text{ cm}$$

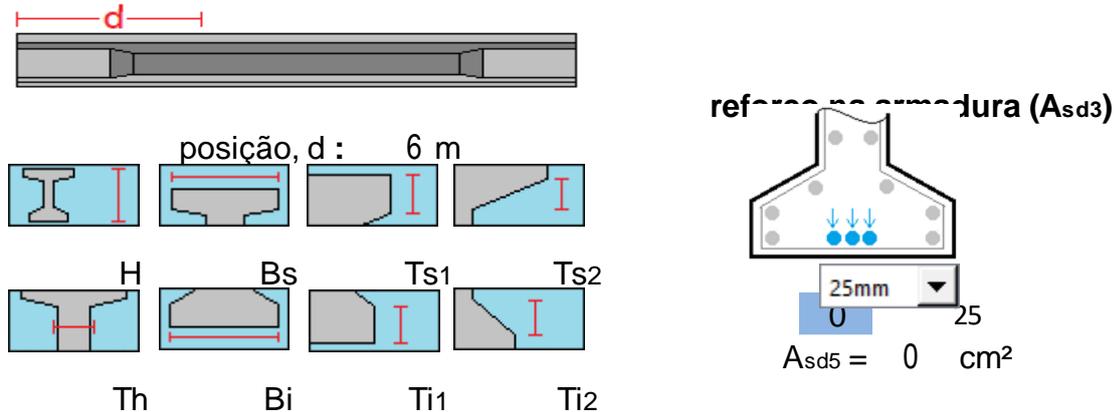
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,17 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 4535,62 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 4535,62 \text{ kN} \geq M_{sd} = 3313,16 \text{ kN}$$

13.2.4 - Seção 3 (aos 6m)



$$\begin{array}{llll}
 H = 1,47 \text{ m} & Bs = 1,40 \text{ m} & Ts_1 = 0,27 \text{ m} & Ts_2 = 0,13 \text{ m} \\
 Th = 0,20 \text{ m} & Bi = 0,60 \text{ m} & Ti_1 = 0,20 \text{ m} & Ti_2 = 0,10 \text{ m}
 \end{array}$$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 29,5 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 8,38 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,38 \text{ m} = 37,5 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,94 \text{ m} = 94,5 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,77 \text{ m} = 77 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 35,9 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,62 \text{ m} = 62,4 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,87 \text{ m} = 87,1 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$$R_{C,hipótese} = 3395,32 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x' = 0,14 \text{ m} = 14,3 \text{ cm}$$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$$\epsilon_{s,sup} = 0$$

$$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$$R_{C,adotada} = 3668,5 \text{ kN} \text{ ---> seção retangular}$$

$$x = 0,15 \text{ m} = 15,4 \text{ cm}$$

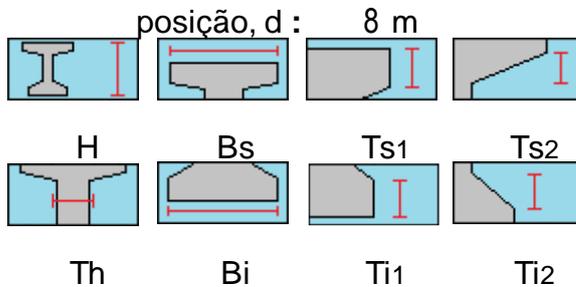
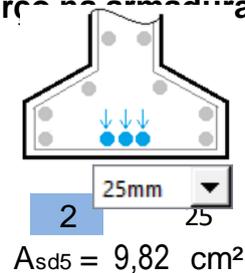
$x < x_{2-3}$: domínio 2

$$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,17 \text{ cm}$$

$$M_{rd} = 4641,95 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 4641,95 \text{ kN} \geq M_{sd} = 4324,84 \text{ kN}$$

13.2.5 - Seção 4 (aos 8m)

reforço na armadura (A_{sd3})

$$\begin{array}{llll}
 H = 1,47 \text{ m} & B_s = 1,40 \text{ m} & T_{s1} = 0,27 \text{ m} & T_{s2} = 0,13 \text{ m} \\
 T_h = 0,20 \text{ m} & B_i = 0,60 \text{ m} & T_{i1} = 0,20 \text{ m} & T_{i2} = 0,10 \text{ m}
 \end{array}$$

- aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 39,3 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 7,59 \text{ cm}$
 aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$
 distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,38 \text{ m} = 37,5 \text{ cm}$
 distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,94 \text{ m} = 94,5 \text{ cm}$
 excentricidade da prot, $e_p = 0,78 \text{ m} = 78 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 36,1 \text{ cm}$
 separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,63 \text{ m} = 62,7 \text{ cm}$
 separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,88 \text{ m} = 87,6 \text{ cm}$

teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$R_{C,hipótese} = 3822,17 \text{ kN}$ ---> seção retangular

$x' = 0,16 \text{ m} = 16,1 \text{ cm}$

$x' < d/2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$\epsilon_{s,sup} = 0$

$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$R_{C,adotada} = 4095,35 \text{ kN}$ ---> seção retangular

$x = 0,17 \text{ m} = 17,2 \text{ cm}$

$x < x_{2-3}$: domínio 2

$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,88 \text{ cm}$

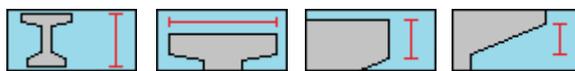
$M_{rd} = 5214,61 \text{ kN}$

$M_{rd} = 5214,61 \text{ kN} \geq M_{sd} = 4927,89 \text{ kN}$

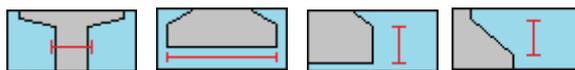
13.2.6 - Seção 5 (aos 10m, meio)



posição, d : 10 m

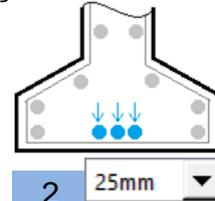


H Bs Ts1 Ts2



Th Bi Ti1 Ti2

reforço na armadura (A_{sd3})



$A_{sd5} = 9,82 \text{ cm}^2$

$H = 1,47 \text{ m}$ $B_s = 1,40 \text{ m}$ $T_{s1} = 0,27 \text{ m}$ $T_{s2} = 0,13 \text{ m}$
 $T_h = 0,20 \text{ m}$ $B_i = 0,60 \text{ m}$ $T_{i1} = 0,20 \text{ m}$ $T_{i2} = 0,10 \text{ m}$

aço na porção inferior, $A_{sd4} + A_{sd5} = A_{s,inf} = 0 \text{ m}^2 = 39,3 \text{ cm}^2$

distância entre o centróide de $A_{s,inf}$ e a face inferior, $d_1 = 0,08 \text{ m} = 7,59 \text{ cm}$

aço na porção superior, $A_{sd1} + A_{sd2} + A_{sd3} = A_{s,sup} = 0 \text{ m}^2 = 6,28 \text{ cm}^2$

distância entre o centróide de $A_{s,sup}$ e a face superior, $d_2 = 0,38 \text{ m} = 37,5 \text{ cm}$

distância entre o centróide da seção e a face inferior, $c = 0,94 \text{ m} = 94,5 \text{ cm}$

excentricidade da prot, $e_p = 0,78 \text{ m} = 78 \text{ cm}$

separação entre os domínios de deformação 2 e 3, $x_{2-3} = 0,36 \text{ m} = 36,1 \text{ cm}$

separação entre ruptura dúctil e frágil, $x_{lim} = 0,63 \text{ m} = 62,7 \text{ cm}$

separação entre os domínios de deformação 3 e 4, $x_{3-4} = 0,88 \text{ m} = 87,6 \text{ cm}$



teste de domínio de deformação com hipótese $T_{s,sup} = f_{yd}$

$R_{C,hipótese} = 3822,17 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$x' = 0,16 \text{ m} = 16,1 \text{ cm}$

$x' < d_2$: considera-se armadura simples ($T_{s,sup} = 0$)

< recalculer para $T_{s,sup} = 0$ >

$\epsilon_{s,sup} = 0$

$T_{s,sup} = 0 \text{ kN/m}^2 = 0 \text{ MPa}$

recálculo conforme $T_{s,sup}$ verificado

$R_{C,adotada} = 4095,35 \text{ kN} \rightarrow$ seção retangular

$x = 0,17 \text{ m} = 17,2 \text{ cm}$

$x < x_{2-3}$: domínio 2

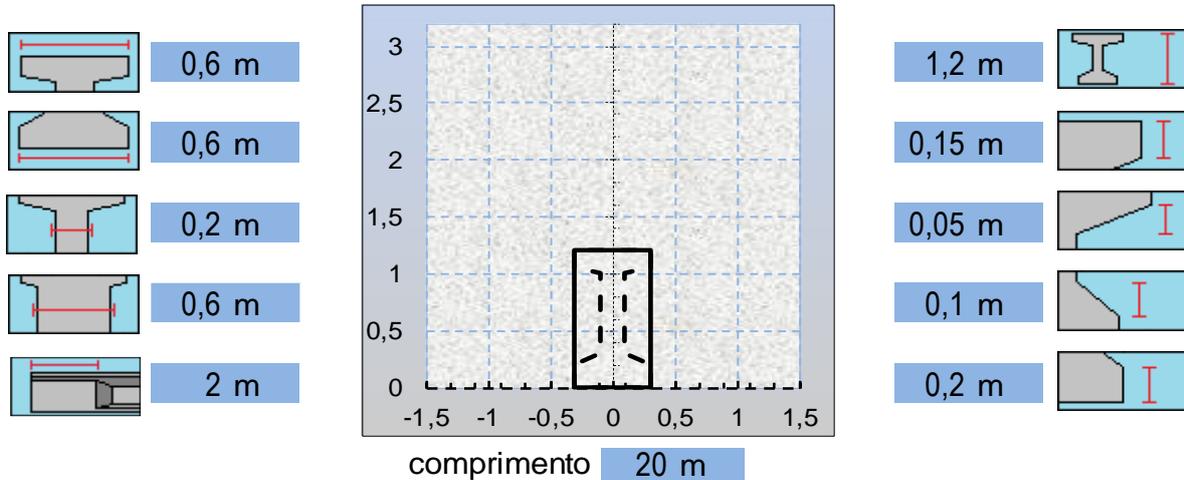
$d_c = 0,1 \text{ m} = 6,88 \text{ cm}$

$M_{rd} = 5214,61 \text{ kN}$

$M_{rd} = 5214,61 \text{ kN} \geq M_{sd} = 5142,01 \text{ kN}$

2.2.7.1.1.5. Dimensionamento para cisalhamento:

Armadura transversal



aço f_{yk} : 50 kN/cm² (500MPa) concreto f_{ck} : 35 Mpa

centróide da armadura frouxa : 7 cm (é o valor descontado da altura real para resultar na altura útil)

PROTENSÃO : 2 cabos de 12 cordoalhas de diâmetro 12,7 mm

(somente para PÓS-tensão : necessário para calcular a redução na largura da alma em função do espaço ocupado pelas bainhas)

Esforço cortante de projeto (máximo, às cabeceiras), V_{sd} : 1050,78 kN

*ângulo entre biela comprimida e eixo longitudinal , $\theta_f = 45^\circ$

*força cortante absorvida por mecanismos adicionais, $V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot d$

*força cortante resistente das diagonais comprimidas, $V_{Rd} = 0,27(1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot d \cdot \text{sen}\theta_f \cdot \text{cos}\theta_f$

*armadura mínima, $A_{s_mín} = 0,2 \times 0,3 \times f_{ck}^{(2/3)} / f_{yd}$

para o cisalhamento na alma

* V_{Rd} na alma, $V_{Rd2} = V_{Rd} \cdot b_w$

* $A_{s_mín}$ na alma, $A_{s_mín1} = A_{s_mín} \cdot b_w$

* V_c na alma, $V_{c0} = V_c \cdot b_w$

*cortante absorvido pela armadura, $V_{sw} = V_{sd} - V_{c0}$

para o cisalhamento da ligação mesa-alma

* $A_{s_mín}$ nas mesas, $A_{s_mín2} = A_{s_mín} \cdot h_f$

* $A_{sl,w}$: armadura longitudinal na alma

* $A_{sl,f}$: armadura longitudinal na mesa

* V_{Rd} nas mesas , $V_{Rd2,f} = V_{Rd} \cdot h_f$

* V_c nas mesas, $V_{c0} = V_c \cdot h_f$

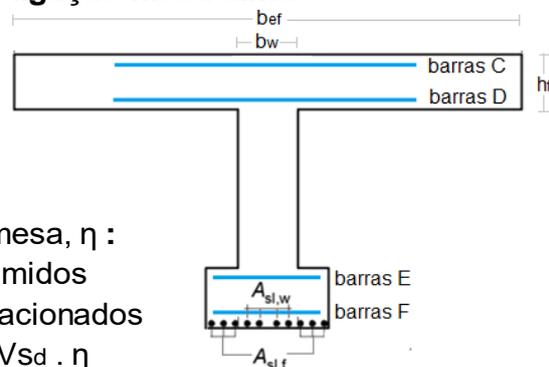
*parcela de força cortante desviada para a mesa, η :

$\eta = (b_{ef} - b_w) / 2b_{ef}$, para banzos comprimidos

$\eta = A_{sl,f} / 2(A_{sl,f} + A_{sl,w})$, para banzos tracionados

*força cortante na ligação alma-mesa, $V_{fd} = V_{sd} \cdot \eta$

*força de tração na mesa por unidade de comprimento, $\eta_{fd} = V_{fd} \cdot \text{tg}\theta_f / 0,9d$



Seção aos m (máximo, às cabeceiras)

Cisalhamento da alma

Força cortante de projeto, V_d : 1050,78 kN



Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 3706,2 kN

Força cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 614,82 kN

Força cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 435,96 kN

Armadura calculada = 9,86 cm²/m

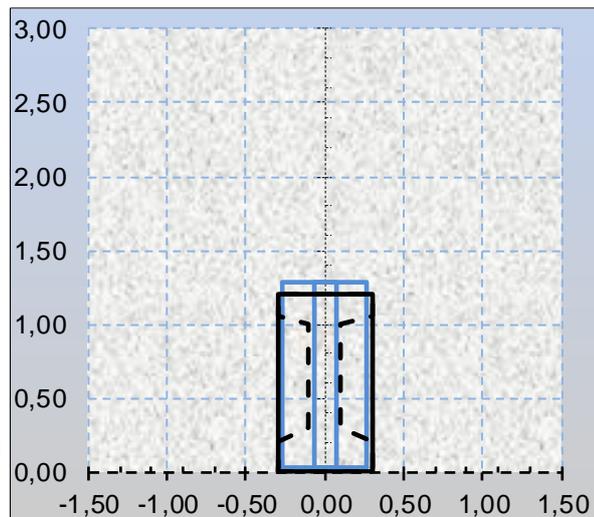
Armadura mínima = 8,34 cm²/m

estribos A : diâmet

estribos B : diâmet

espaçamento : cm

Armadura adotada = 15,7 cm²/m



Cisalhamento da ligação mesa-alma

para o banzo comprimido :



θ_f : 45 graus

V_{cf0} = 163,227 kN/m

η = 0

V_{fd} = 0 kN

n_{fd} = -160,5 kN/m

V_{rd2} = 983,948 kN

Armadura calculada = -4 cm²/m

Armadura mínima = 1,9 cm²/m

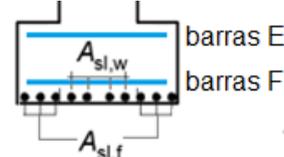
barras C : x diâmet

barras D : x diâmet

espaçamento : cm

armadura adotada = 20 cm²/m

para o banzo tracionado :



barras em $A_{sl,w}$: x diâmet

barras em $A_{sl,f}$: x diâmet

η = 0,2

V_{fd} = 210,156 kN

n_{fd} = 206,643 kN/m

V_{rd2} = 1311,93 kN

Armadura calculada = 4,8 cm²/m

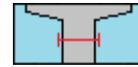
Armadura mínima = 2,6 cm²/m

barras E : x diâmet

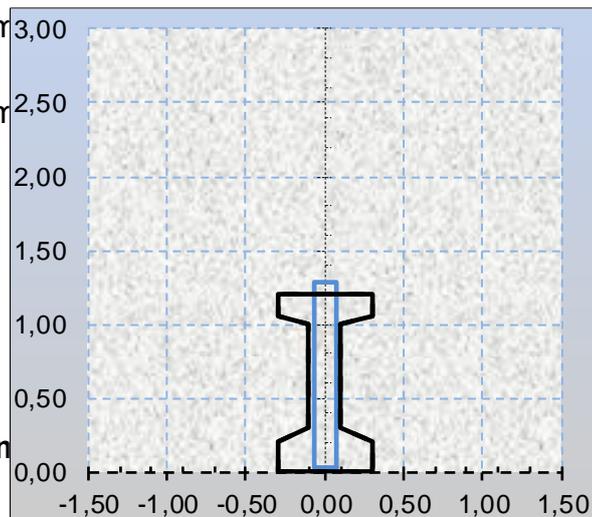
barras F : x diâmet

espaçamento : cm

armadura adotada = 6,1 cm²/m

Seção aos m**Cisalhamento da alma**Força cortante de projeto, V_d : 840,624 kN

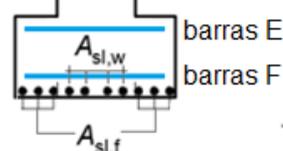
0,17 m

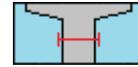
Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 1082,34 kNForça cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 179,549 kNForça cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 661,075 kNArmadura calculada = 15 cm²/mArmadura mínima = 2,44 cm²/mestribos A : diâm estribos B : diâm espaçamento : cmArmadura adotada = 15,7 cm²/m**Cisalhamento da ligação mesa-alma**

para o banzo comprimido :

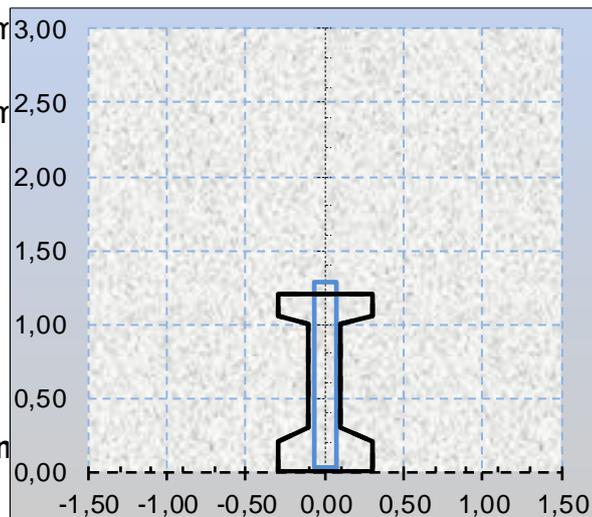
 θ_f : 45 graus V_{cf0} = 190,431 kN/m η = 0,33333 V_{fd} = 280,208 kN n_{fd} = 88,2763 kN/m V_{rd2} = 1147,94 kNArmadura calculada = 2 cm²/mArmadura mínima = 2,2 cm²/mbarras C : x diâm barras D : x diâm espaçamento : cmarmadura adotada = 20 cm²/m

para o banzo tracionado :

barras em $A_{sl,w}$: x diâm 14,7barras em $A_{sl,f}$: x diâm 9,82 η = 0,2 V_{fd} = 168,125 kN n_{fd} = 165,314 kN/m V_{rd2} = 1639,91 kNArmadura calculada = 3,8 cm²/mArmadura mínima = 3,2 cm²/mbarras E : x diâm barras F : x diâm espaçamento : cmarmadura adotada = 6,1 cm²/m

Seção aos **5** m**Cisalhamento da alma**Força cortante de projeto, V_d : 525,39 kN

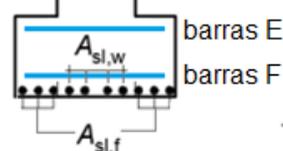
0,17 m

Força cortante resistente das diagonais comprimidas, V_{rd2} = 1082,34 kNForça cortante absorvida por mecanismos adicionais, V_{co} = 179,549 kNForça cortante absorvida pela armadura transversal, V_{sw} = 345,841 kNArmadura calculada = 7,82 cm²/mArmadura mínima = 2,44 cm²/mestribos A : diâm **10 mm**estribos B : diâm **nenhum**espaçamento : **20** cmArmadura adotada = 7,85 cm²/m**Cisalhamento da ligação mesa-alma**

para o banzo comprimido :

 θ_f : 45 graus V_{cf0} = 190,431 kN/m η = 0,33333 V_{fd} = 175,13 kN n_{fd} = -15,045 kN/m V_{rd2} = 1147,94 kNArmadura calculada = -0 cm²/mArmadura mínima = 2,2 cm²/mbarras C : **1** x diâm **nenhum**barras D : **1** x diâm **16 mm**espaçamento : **10** cmarmadura adotada = **20** cm²/m

para o banzo tracionado :

barras em $A_{sl,w}$: **3** x diâm **25 mm** 14,7barras em $A_{sl,f}$: **2** x diâm **25 mm** 9,82 η = 0,2 V_{fd} = 105,078 kN n_{fd} = 103,322 kN/m V_{rd2} = 1639,91 kNArmadura calculada = 2,4 cm²/mArmadura mínima = 3,2 cm²/mbarras E : **1** x diâm **nenhum**barras F : **1** x diâm **12,5 mm**espaçamento : **20** cmarmadura adotada = **6,1** cm²/m



2.2.7.1.1.6. Armadura de pele:

Armadura de pele nos apoios

Armação necessária em cada face lateral: 7,2 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 6 cm²

Diâmetro das barras 8 mm Área do Ø: 0,50 cm²

Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 40 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 13 barras com uma distância de 9 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 6,5 cm² de aço dos 6 cm² necessários à cada face, totalizando 26 barras.

Armadura de pele no vão

Armação necessária em cada face lateral: 7,2 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 6 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 40 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 13 barras com uma distância de 9 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 6,5 cm² de aço dos 6 cm² necessários à cada face, totalizando 26 barras.

2.2.7.1.2. Vigas Transversinas

2.2.7.1.2.1. Esforços

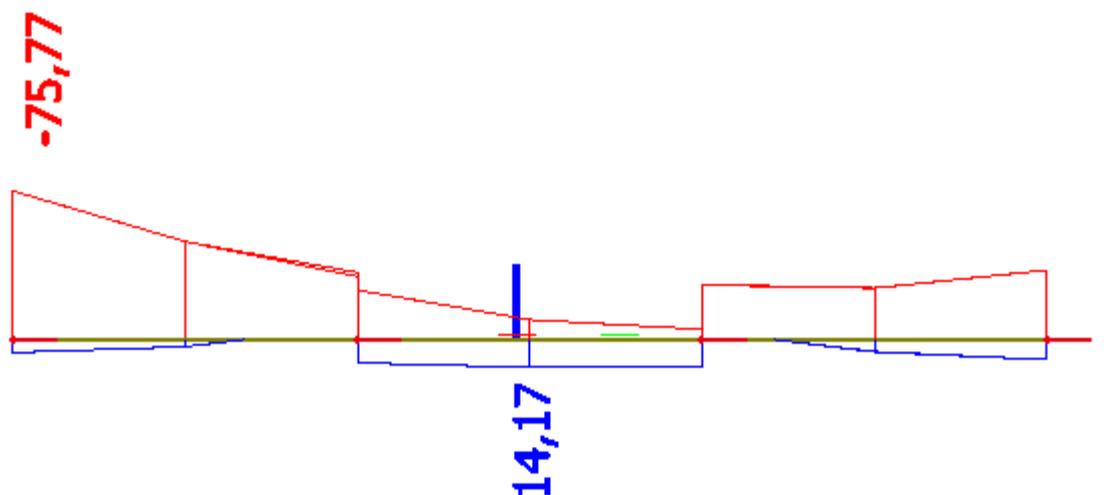


Figura 17: Momento fletor máximo positivo = 14,17 kN.m
Momento fletor máximo negativo = -75,77 kN.m

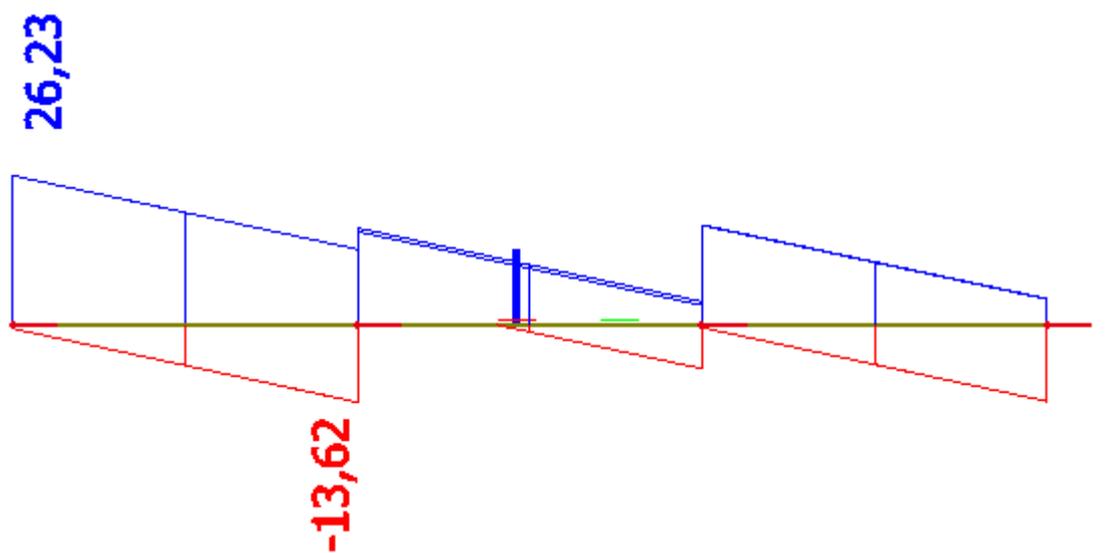
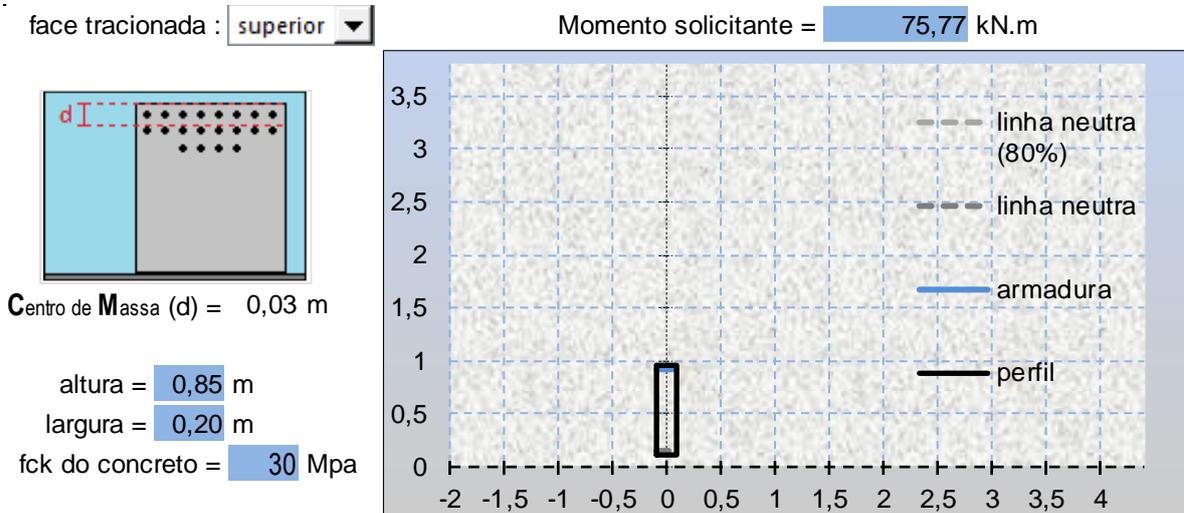


Figura 18: Esforço cortante positivo = 26,23 kN

2.2.7.1.2.2. Dimensionamento

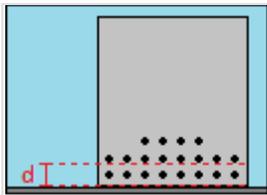


tipo de aço = <input type="text" value="50"/> kN/cm ²	
diâmetro das barras = <input type="text" value="10"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="12,5"/> mm	número de barras = <input type="text" value="3"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="16"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="25"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento solicitante =	7577 kN.cm = 7,72 t.m = <u>75,77 kN.m</u>
3,682 cm ² de aço nas barras = 160,1 kN de resistência (Rsd)	
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 5,49 cm	
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 160,1 kN	
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 127,7 kN.m	
momento último resistente M(u) = Mcwd = <u>127,73871 kN.m</u>	

face tracionada : inferior ▼

Momento solicitante = 14,17 kN.m

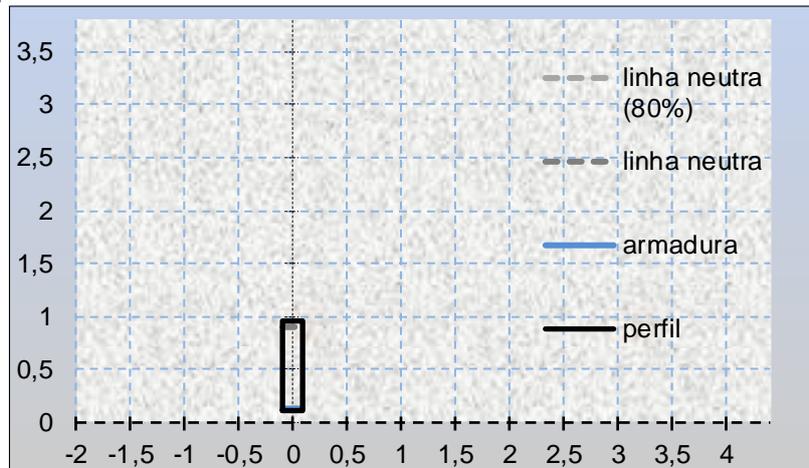


Centro de Massa (d) = 0,03 m

altura = 0,85 m

largura = 0,20 m

fck do concreto = 30 Mpa



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 10 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 12,5 mm	número de barras = 3
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 25 mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = 1417 kN.cm = 1,44 t.m = 14,17 kN.m

3,682 cm² de aço nas barras = 160,1 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 5,49 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 160,1 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 127,7 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 127,73871 kN.m

- Armaduras de cisalhamento

comprimento da viga : 170 m

fck do concreto : 30 Mpa

altura útil : 0,77 m

1	primeiros 170 cm
cortante de projeto : 26,2 kN	armadura calculada : -3,6 cm ² /m
largura da alma : 0,2 m	armadura mínima : 2,66 cm ² /m
Vco : 133 kN / Vrd2 : 779 kN	armadura empregada : 5,2 cm ² /m
estribos no espaçamento : 1	espaçamento (armadura empregada) : 12 cm
diâmetro do estribo : 6,3 mm	variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo : 0,6 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
14 estribos em 1,68 m e espaçamento de 12 cm	



- Armadura de pele

Armação necessária em cada face lateral: 1,7 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 4,25 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 28 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

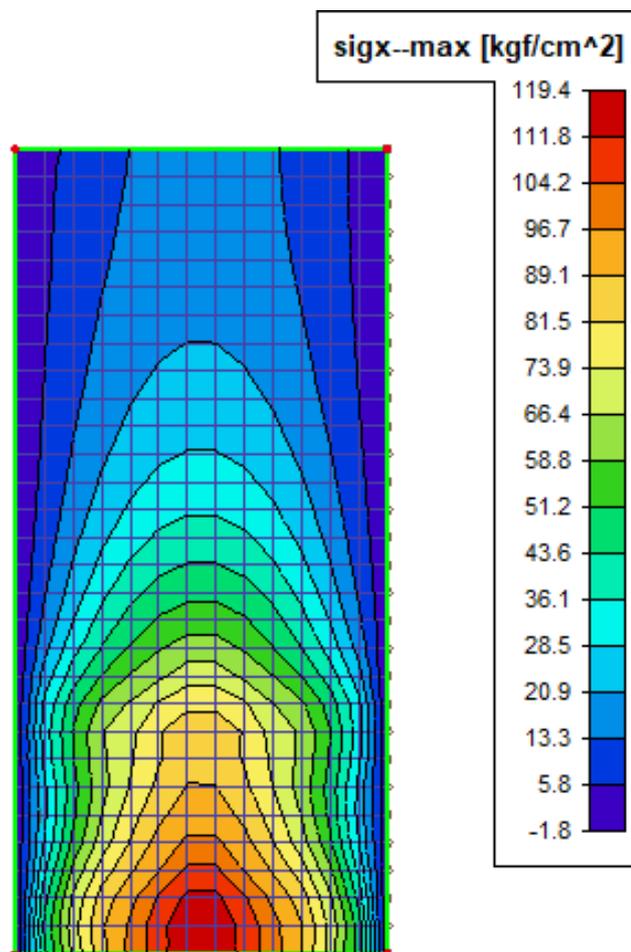
Serão necessárias 6 barras com uma distância de 12 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 3,016 cm² de aço dos 1,7 cm² necessários à cada face, totalizando 12 barras .

2.2.7.1.3. Laje de Transição

2.2.7.1.3.1. Características geométricas

- Comprimento da laje: 4,00 m
- Largura da laje: 8,30 m
- Espessura da laje: 0,30 m
- Volume de concreto: 9,96 m³

2.2.7.1.3.2. Esforços

Figura 19: Tensão máxima em X = 89,1kg/cm²

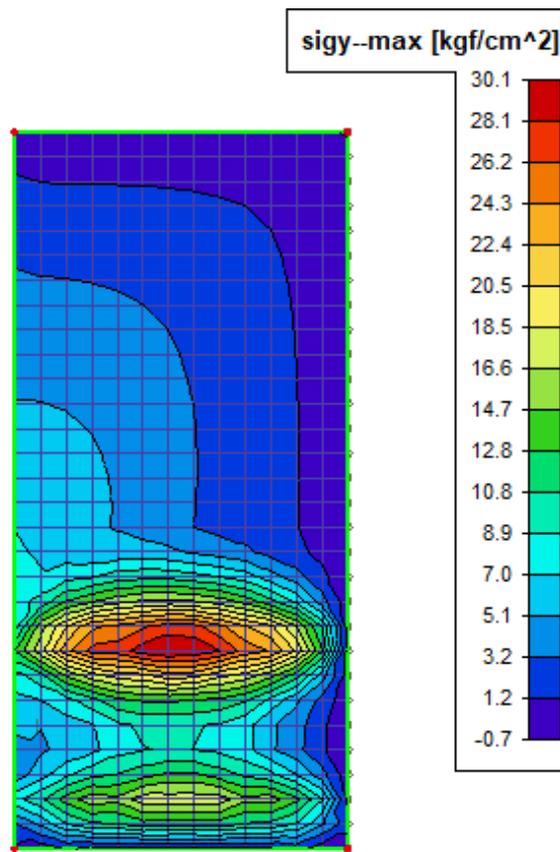
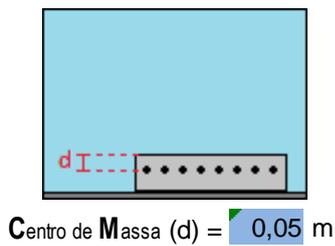


Figura 20: Tensão máxima em Y = 22,4kg/cm²

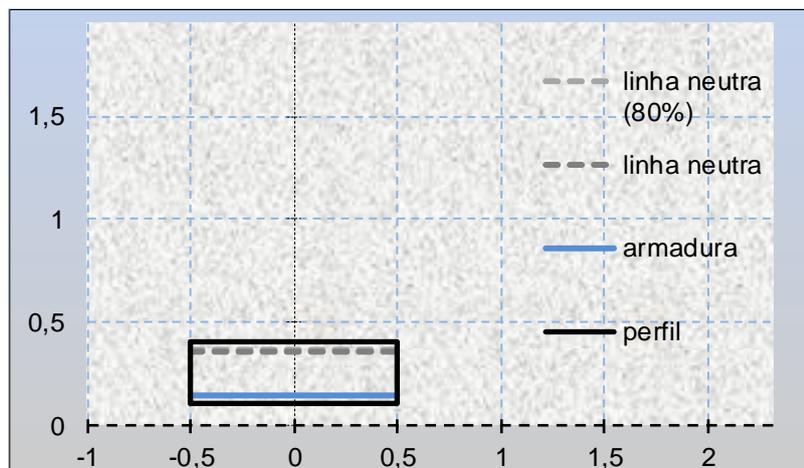
2.2.7.1.3.3. Dimensionamento

Armadura LONGITUDINAL

tensão sobre a face tracionada = 89,1 kgf/cm²



espessura = 0,30 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 12,5 mm espaçamento = 8 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

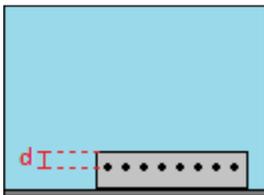
CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 225000 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 15 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 13111,065 \text{ kN.cm} = 13,4 \text{ t.m} = \underline{131,11065 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 15,34 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 666,9 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 4,58 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 666,9 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 157 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{157,02736 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

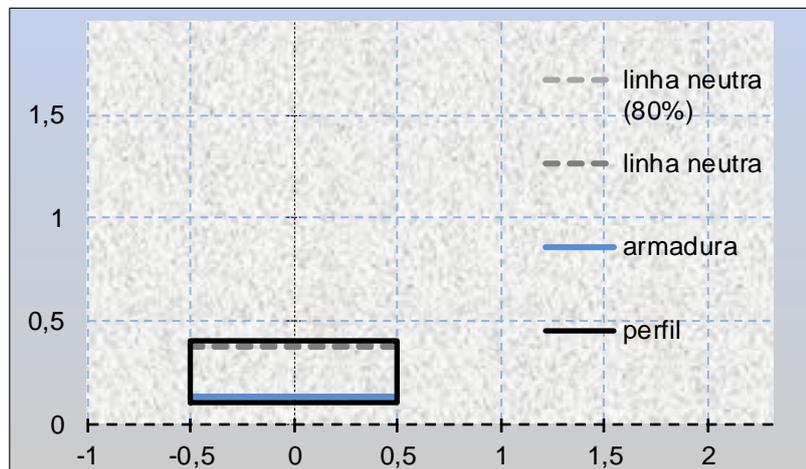
Armadura TRANSVERSAL

tensão sobre a face tracionada = 22,4 kgf/cm²



Centro de Massa (d) = 0,04 m

espessura = 0,30 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 225000 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 15 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 3296,16 \text{ kN.cm} = 3,36 \text{ t.m} = \underline{32,9616 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7,854 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 341,5 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 2,34 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 341,5 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 87,29 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{87,290555 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

2.2.7.1.4. Laje Principal

2.2.7.1.4.1. Características geométricas

- Comprimento da laje: 20,10 m
- Largura da laje: 9,20 m
- Espessura da laje: 0,15 m
- Volume de concreto: 27,74 m³

2.2.7.1.4.2. Esforços

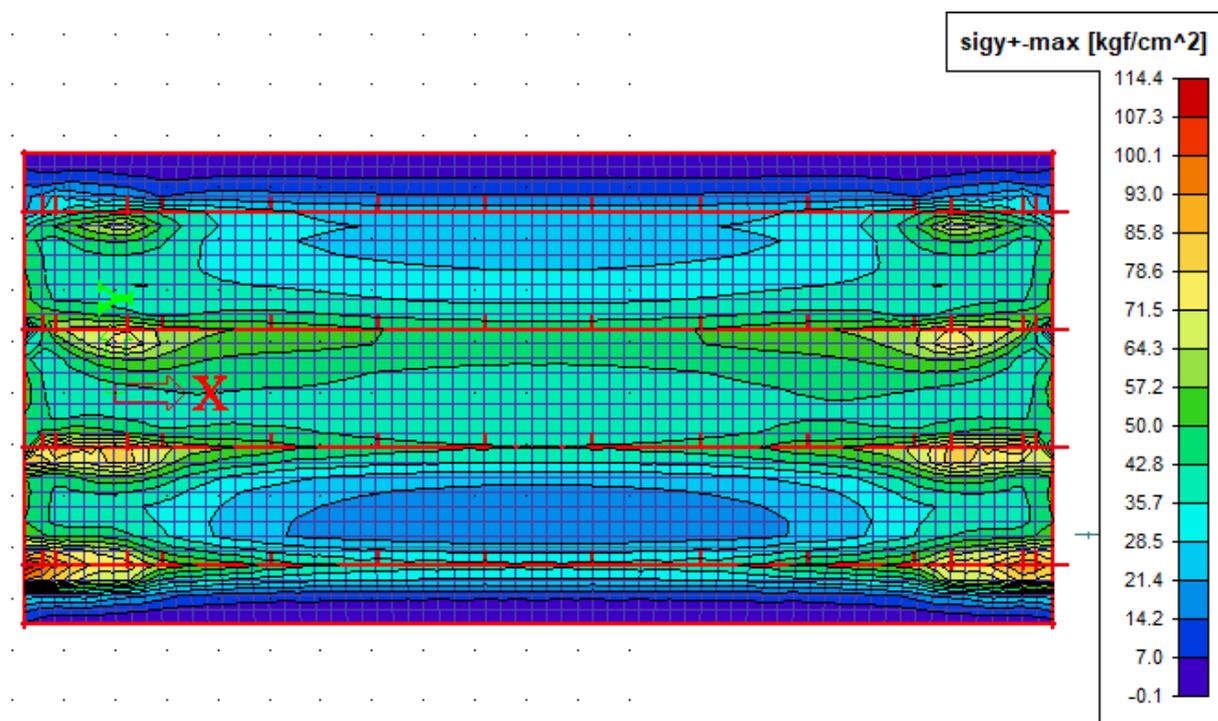


Figura 21: Tensão máxima na face superior +Y = 114,4kg/cm²

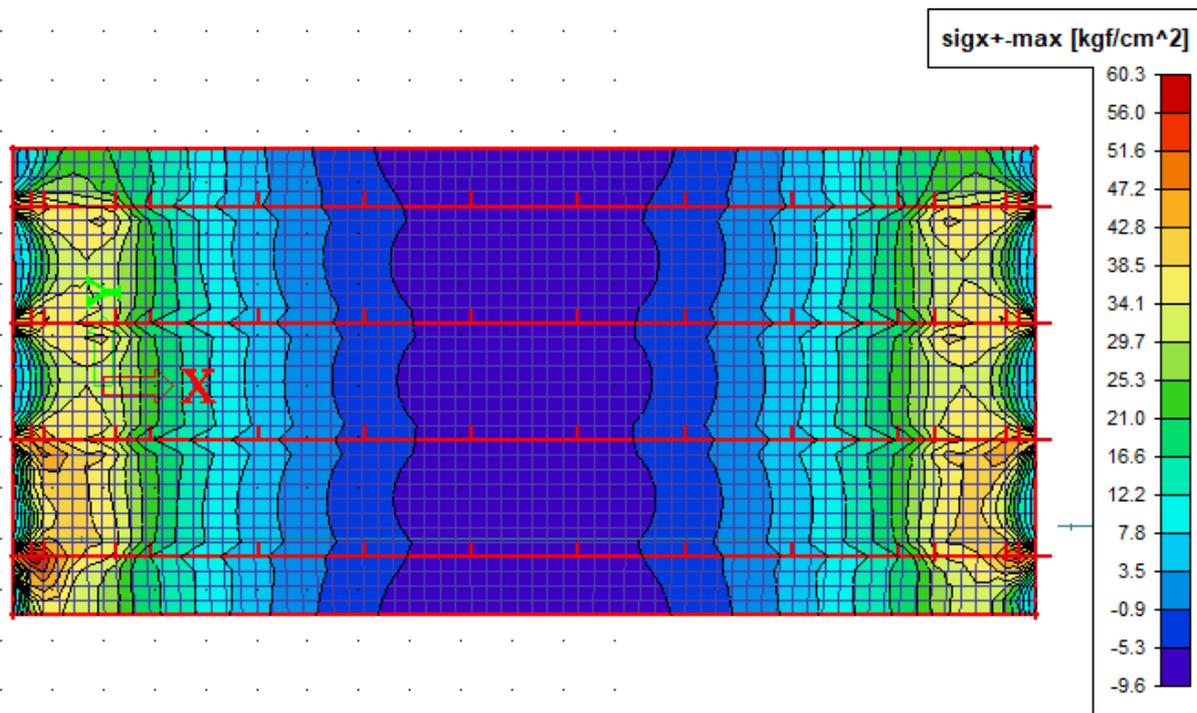


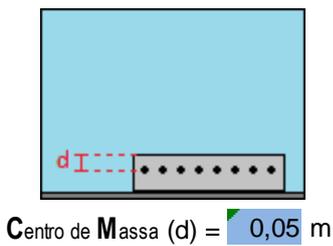
Figura 22: Tensão máxima na face superior +X = 60,3kg/cm²

2.2.7.1.4.3. Dimensionamento

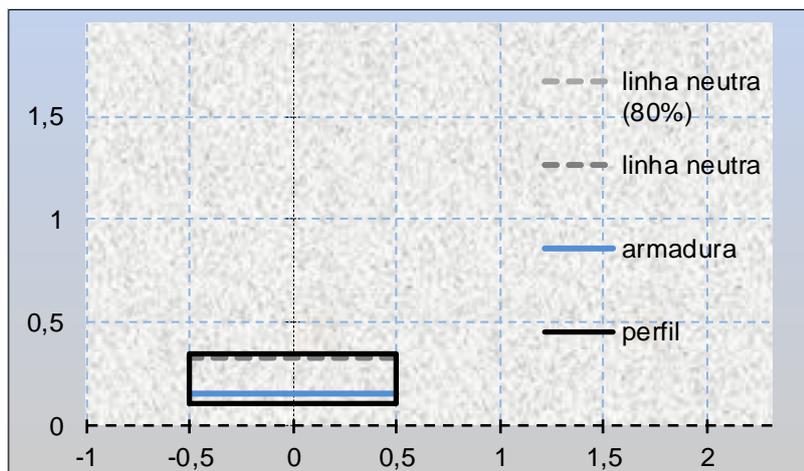
A armadura transversal inferior da laje será disposta nas lajotas.

Armadura LONGITUDINAL

tensão sobre a face tracionada = 60,3 kgf/cm²



espessura = 0,25 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

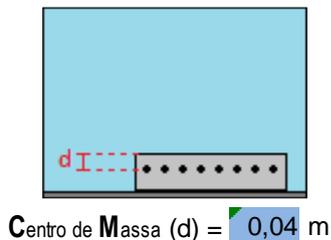
CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 130208,3333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 12,5 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 6161,90625 \text{ kN.cm} = 6,28 \text{ t.m} = \underline{61,619063 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

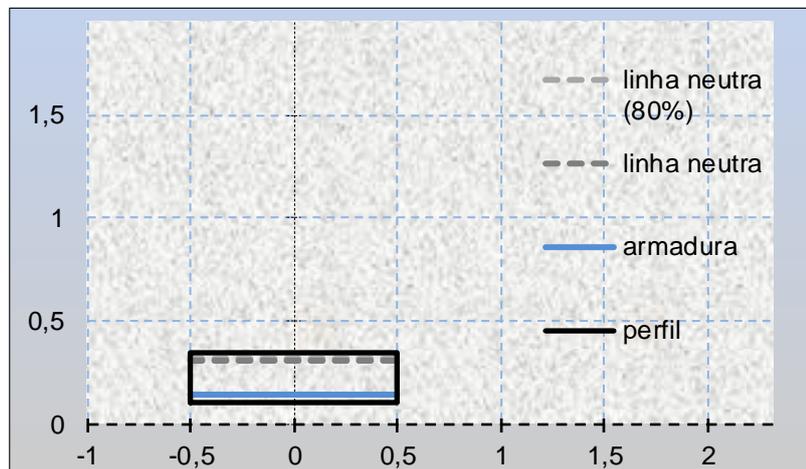
$$\begin{aligned} 7,854 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 341,5 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 2,34 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 341,5 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 64,75 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{64,753042 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

Armadura TRANSVERSAL

tensão sobre a face tracionada = 114 kgf/cm²



espessura = 0,25 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 16 mm espaçamento = 14 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 130208,3333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 12,5 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 11690,25 \text{ kN.cm} = 11,9 \text{ t.m} = \underline{116,9025 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 14,36 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 624,4 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 4,29 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 624,4 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 121,7 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{121,67317 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

2.2.7.1.5. Lajotas pré-moldadas

2.2.7.1.5.1. Características geométricas

- Comprimento das lajotas externas: 2,94 m
- Comprimento das lajotas internas: 1,84m
- Largura das lajotas: 1,00 m
- Espessura das lajotas: 10 cm

2.2.7.1.5.2. Esforços

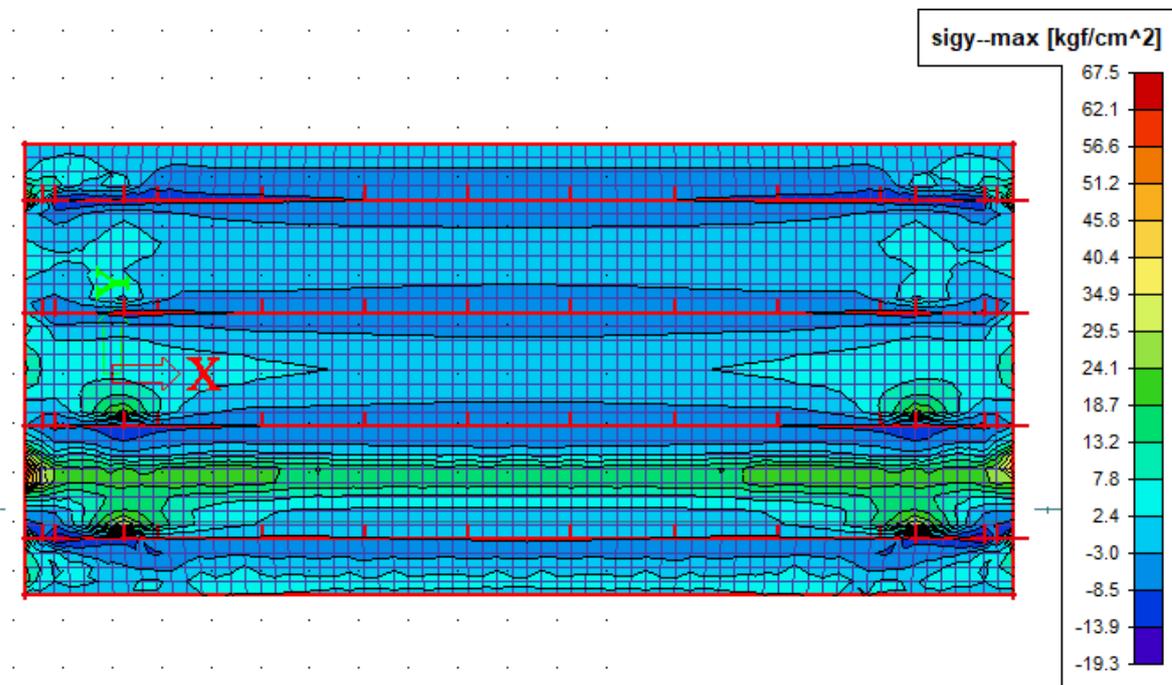


Figura 23: Tensão máxima na face superior -Y = 67,5kg/cm²

2.2.7.1.5.3. Dimensionamento

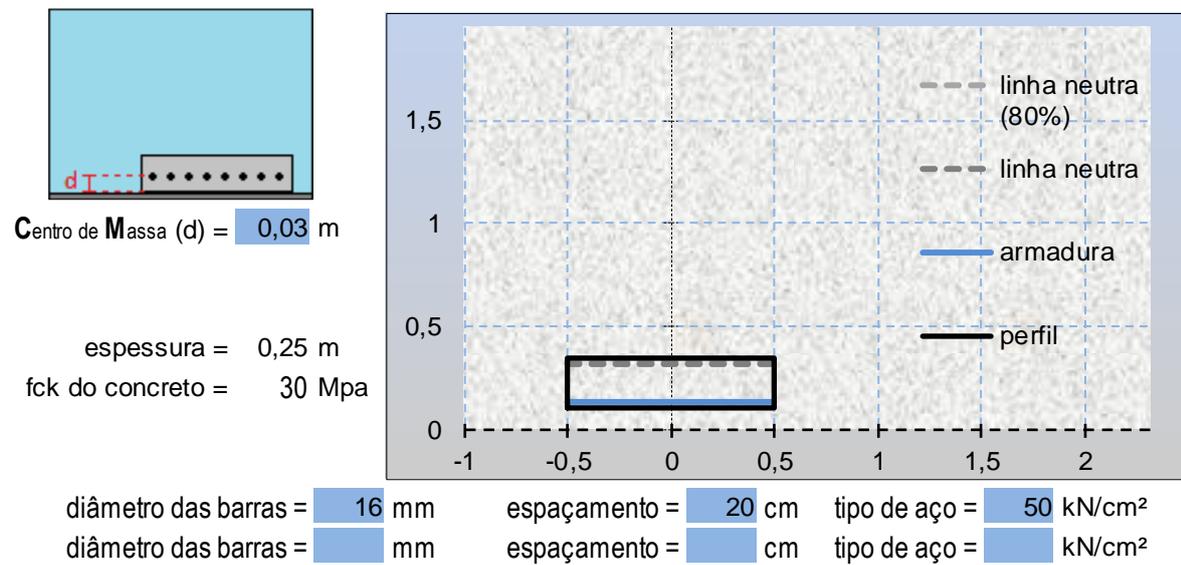
Para as armaduras transversais das lajotas foram adotadas as armaduras mínimas calculadas.

Lajota extrema: As, mín.: 4,88cm² - Ø6,3mm c/20cm

Lajota interna: As, mín.: 2,85cm² - Ø6,3mm c/20cm

- Armadura lajota extrema

tensão sobre a face tracionada = 67,5 kgf/cm²



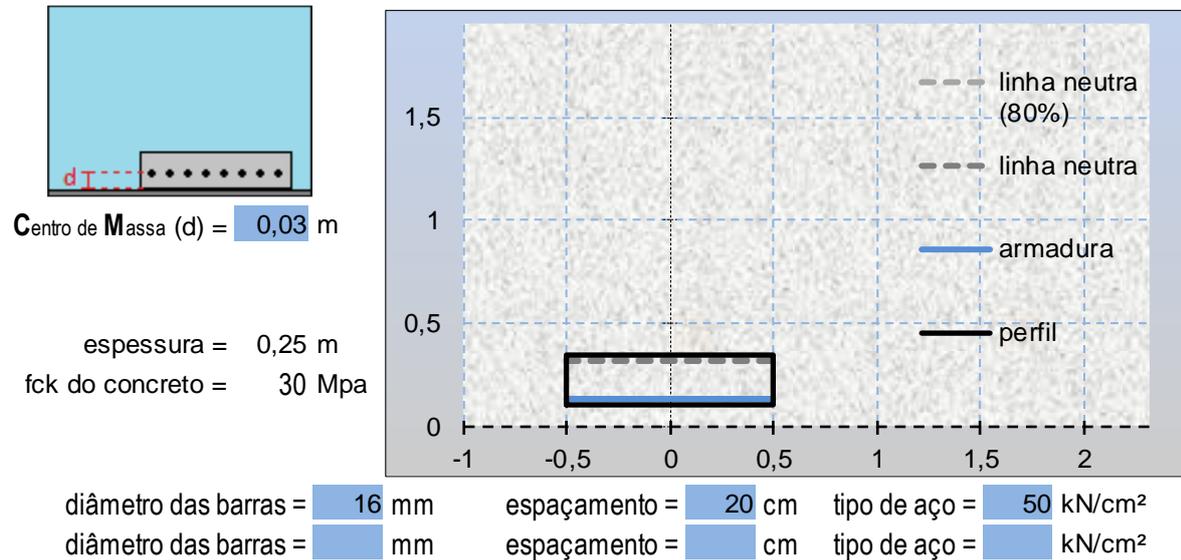
CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 130208,3333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 12,5 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 6897,65625 \text{ kN.cm} = 7,03 \text{ t.m} = \underline{68,976563 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 10,05 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 437,1 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 3 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 437,1 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 89,17 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{89,167215 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

- Armadura lajota interna

tensão sobre a face tracionada = 67,5 kgf/cm²



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 130208,3333 cm⁴
distância do CG até a face comprimida = 12,5 cm
momento solicitante = 6897,65625 kN.cm = 7,03 t.m = 68,976563 kN.m

10,05 cm² de aço nas barras = 437,1 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 3 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 437,1 kN
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 89,17 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd = 89,167215 kN.m

2.2.7.1.6. Guarda Rodas

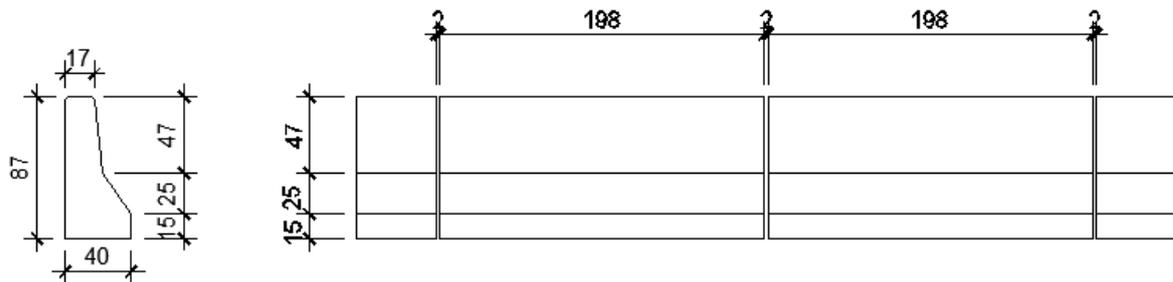


Figura 24: geometria guarda rodas

2.2.7.1.6.1. Dimensionamento

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:

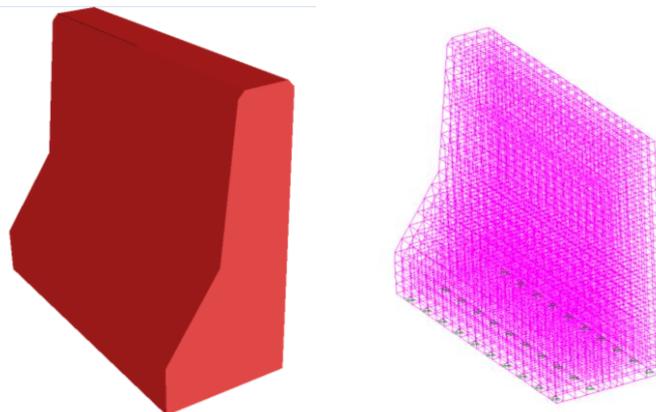
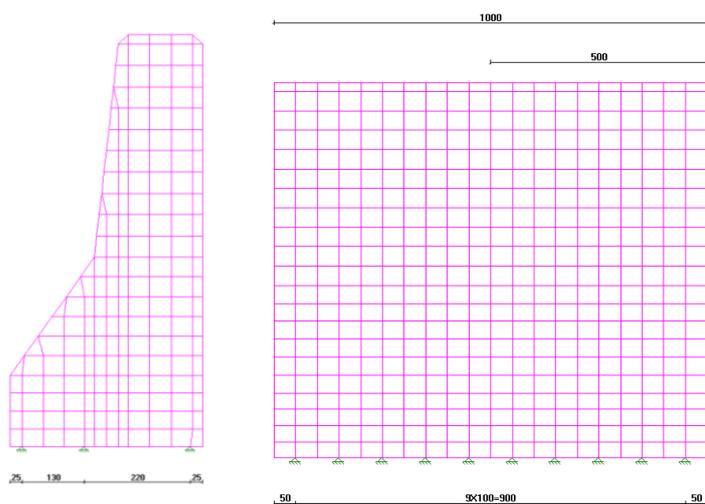


Figura 25: Modelos 3D e computacional do Guarda Rodas



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°.

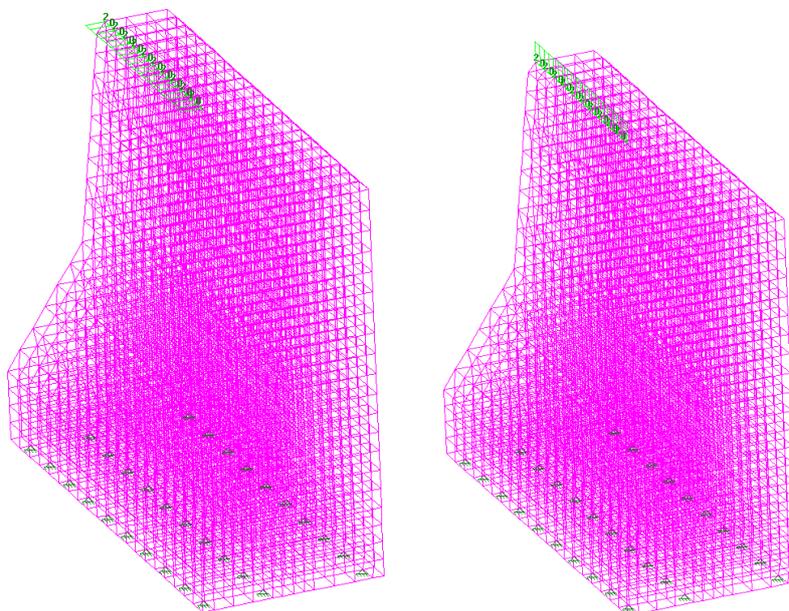


Figura 26: Carga aplicada para dimensionamento do Guarda Rodas

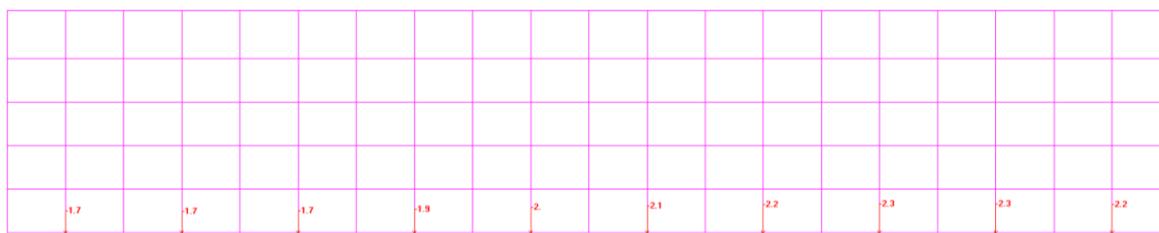


Figura 27: reações máximas posição 1 = -20,1tf

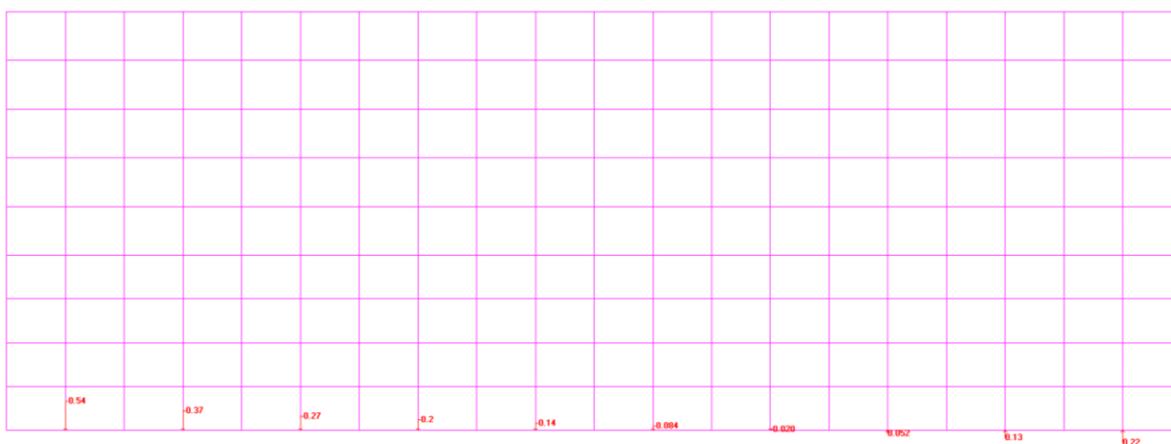


Figura 28: reações máximas posição 2 = -2,026tf

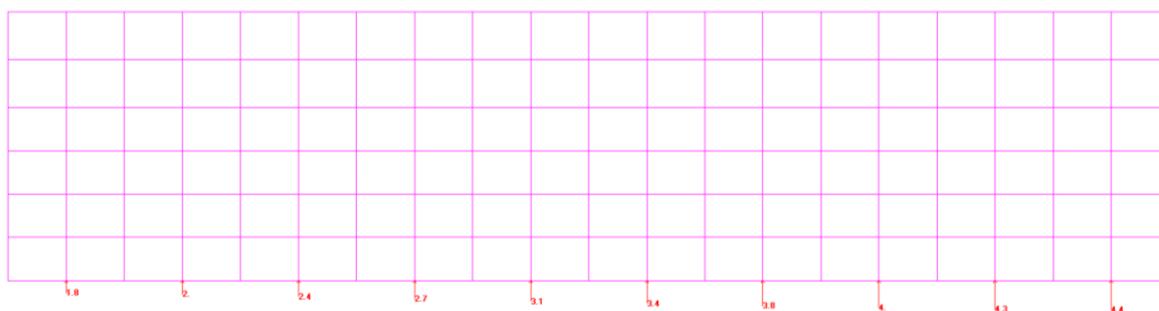
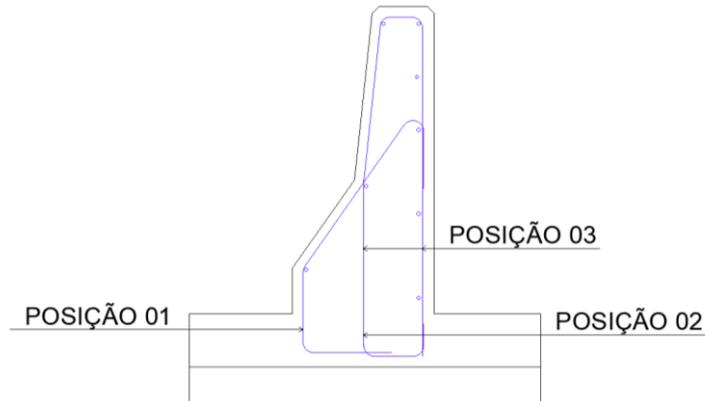


Figura 29: reações máximas posição 3 = 31,2tf



POSIÇÃO 01 (TRAÇÃO): RESULTANTE: 20,1 tf
 NUMERO DE BARRAS POR METRO: 7 barras

Diâmetro (mm)	área	Resultante (tf)	calc.
6,3	0,311724531	9,49	2,118628807
8	0,502654825	15,30	1,313880896
ADOTADO: 10	0,785398163	23,90	0,840883774
12,5	1,22718463	37,35	0,538165615
16	2,010619298	61,19	0,328470224
20	3,141592654	95,61	0,210220943
25	4,908738521	149,40	0,134541404

POSIÇÃO 02 (TRAÇÃO): RESULTANTE: 2,026 tf
 NUMERO DE BARRAS POR METRO: 7 barras

Diâmetro (mm)	área	Resultante (tf)	calc.
6,3	0,311724531	9,49	0,213549351
ADOTADO: 8	0,502654825	15,30	0,132433965
10	0,785398163	23,90	0,084757738
12,5	1,22718463	37,35	0,054244952
16	2,010619298	61,19	0,033108491
20	3,141592654	95,61	0,021189434
25	4,908738521	149,40	0,013561238

POSIÇÃO 03 (COMP.): RESULTANTE: 31,2 tf
 NUMERO DE BARRAS POR METRO: 14 barras

Diâmetro (mm)	área	Resultante (tf)	calc.
6,3	0,311724531	18,97	1,644308925
ADOTADO: 8	0,502654825	30,60	1,019728457
10	0,785398163	47,81	0,652626212
12,5	1,22718463	74,70	0,417680776
16	2,010619298	122,39	0,254932114
20	3,141592654	191,23	0,163156553
25	4,908738521	298,79	0,104420194

2.2.7.2. Mesoestrutura

2.2.7.2.1. Aparelho de apoio

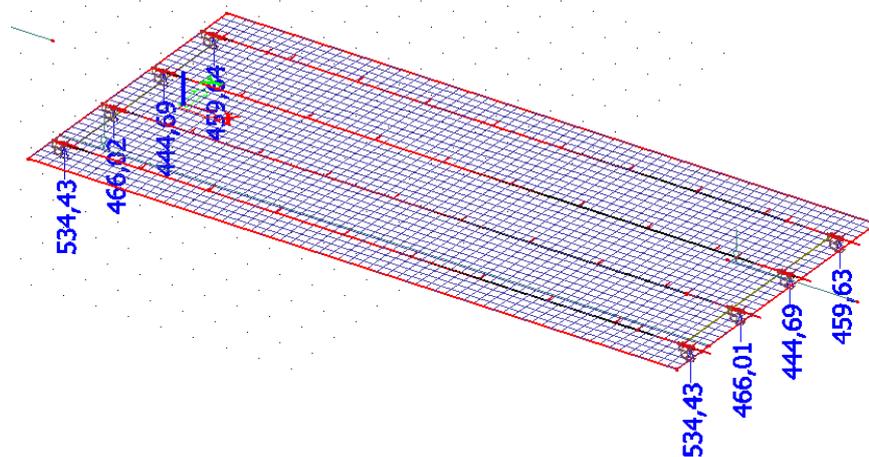


Figura 30: carga vertical = 534,43kN

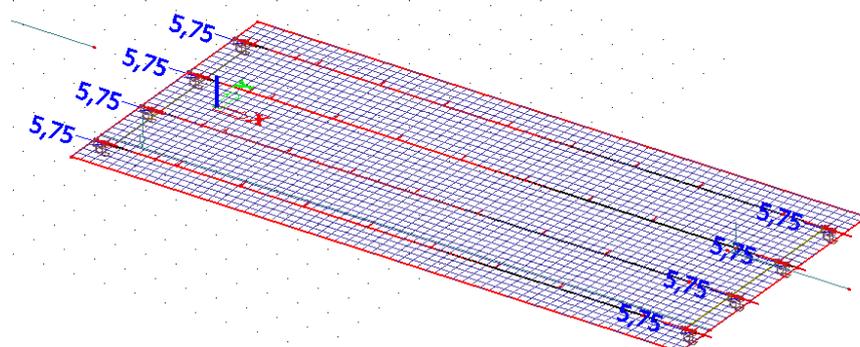


Figura 31: carga longitudinal máxima (frenagem) = 5,75kN

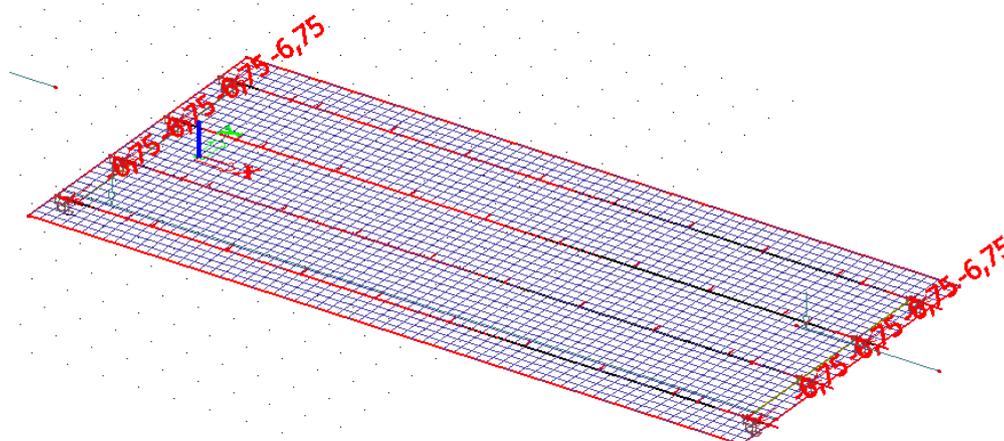
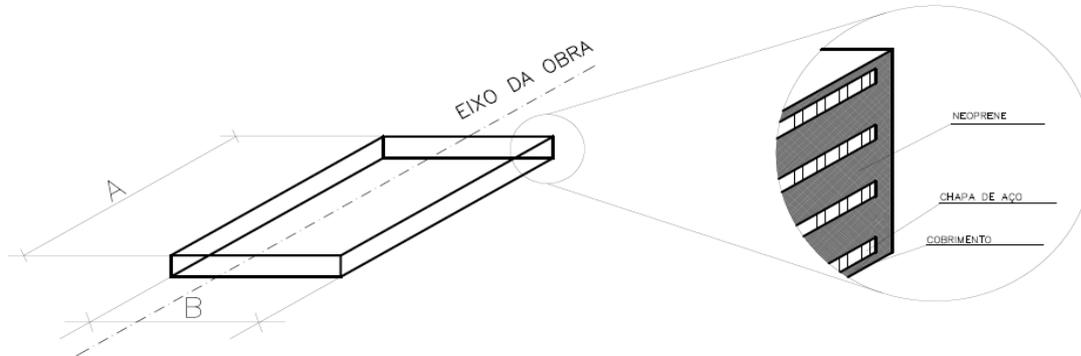


Figura 32: esforço transversal = 6,75kN

CÁLCULO DO APARELHO DE APOIO

APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO



Comprimento do aparelho (A):	50 cm
Largura do aparelho (B):	40 cm
Número de lâminas de neoprene:	3 und.
Espessura de cada lâmina de neoprene:	12 mm
Número de chapas de aço:	4 und.
Espessura de cada chapa de aço:	3 mm
Cobrimento de neoprene:	2,5 mm
Módulo de cisalhamento do neoprene (Gn):	10 kgf/cm ²
Carga vertical (N):	53,443 tf
Esforço longitudinal máximo (frenagem):	0,575 tf
Esforço longitudinal máximo (ações longa duração):	0 tf
Esforço transversal (T):	0,675 tf
Rotação da viga no apoio (θ):	0,0012 rad
Tensão média do apoio:	20 kgf/cm ²
Apoio sobre concreto	<input checked="" type="radio"/>
Apoio sobre aço	<input type="radio"/>



a) Dimensões de cálculo do neoprene:

a =	49,5 cm
b =	39,5 cm
A =	1955,25 cm ²
Hn =	1,2 cm
n =	3

b) Compressão simples

Tensão média atuante (σ_c) = 27,33308 kgf/cm² OK

Fator de forma de uma lâmina de neoprene: 9,2

Tensão de cisalhamento no elastômero (τ_c) = 4,45648 kgf/cm² OK

c) Esforços longitudinais

Tensão de cisalhamento de longa duração (τ_{ld}) = 0 kgf/cm² OK

Tensão de cisalhamento de frenagem (τ_{din}) = 0,29408 kgf/cm²

$1 \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} < 7$: (70% do módulo de cisalhamento) 0,14704 kgf/cm² OK

d) Rotação imposta

$\tau_\alpha \leq 15$: (1,5Gn) 5,1 kgf/cm² OK

e) Solicitações combinadas

$\tau_c + \tau_{ld} + 0,5 \tau_{din} + \tau_\alpha < 50$: (5Gn) 9,70352 kgf/cm² OK

f) Flambagem 10,97222 OK

g) Segurança contra o deslizamento:

Coefficiente de atrito (μ) = 0,22

Força de deslizamento atuante (Hd) = 675 kgf

Força de deslizamento resistente (Hrd) = 8603,1 kgf OK

2.2.7.2.2. Encontro leve

2.2.7.2.2.1. Esforços

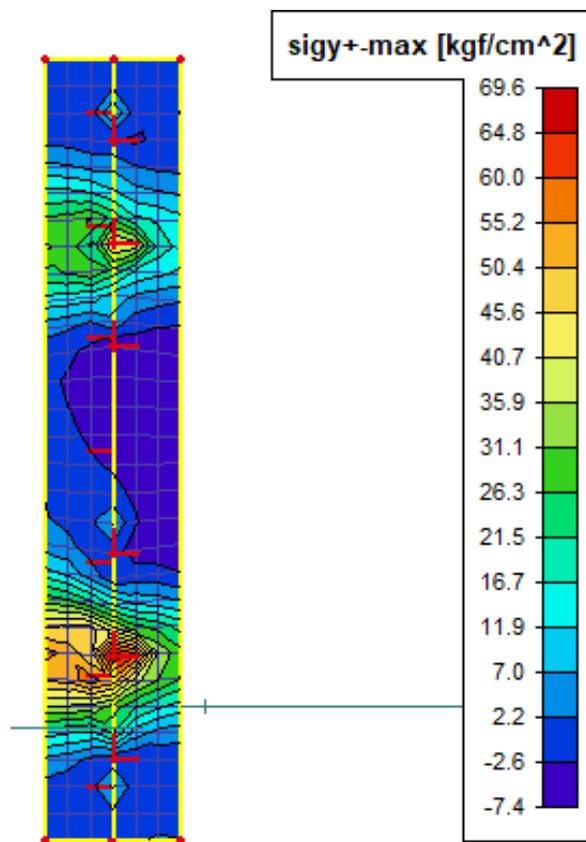


Figura 33: Tensão na face superior $Y+ = 69,6 \text{ kgf/cm}^2$

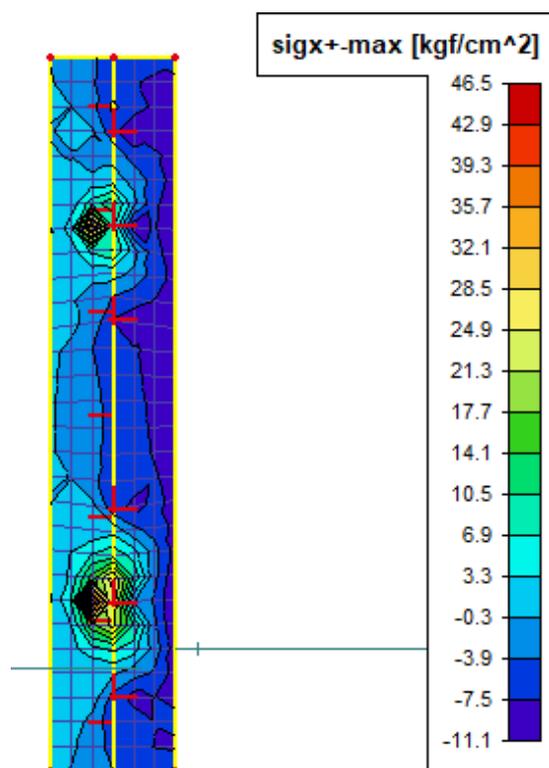


Figura 34: Tensão na face superior $X+ = 46,5 \text{ kgf/cm}^2$

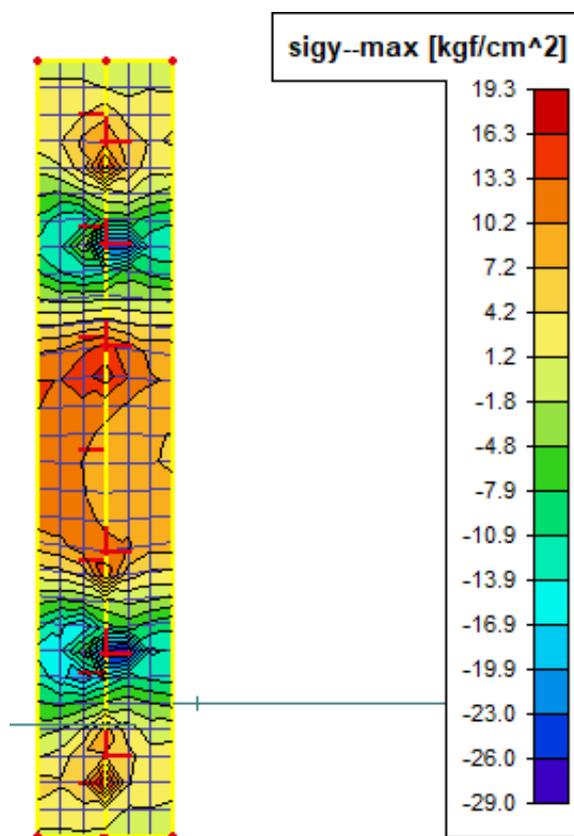


Figura 35: Tensão na face inferior $Y- = 19,3 \text{ kgf/cm}^2$

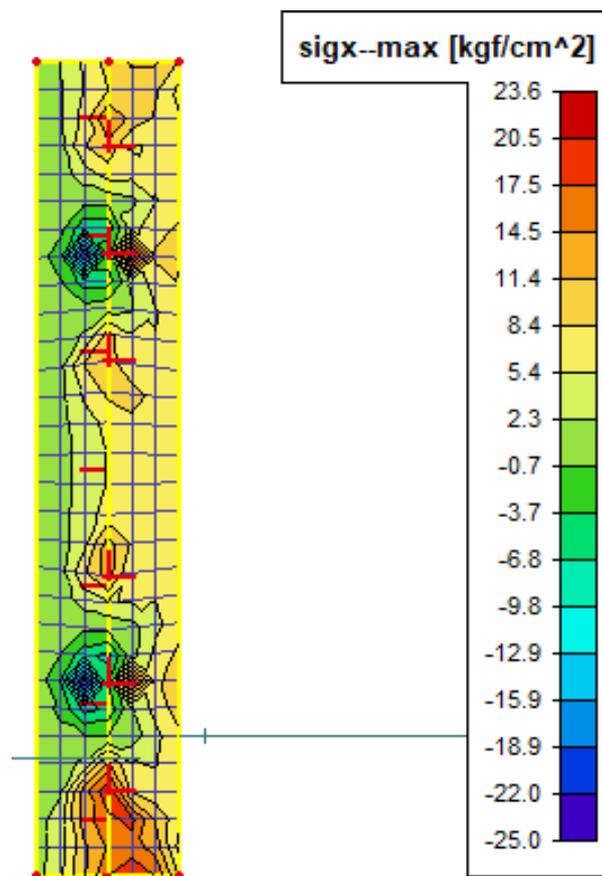


Figura 36: Tensão na face superior $X+ = 23,6 \text{ kgf/cm}^2$

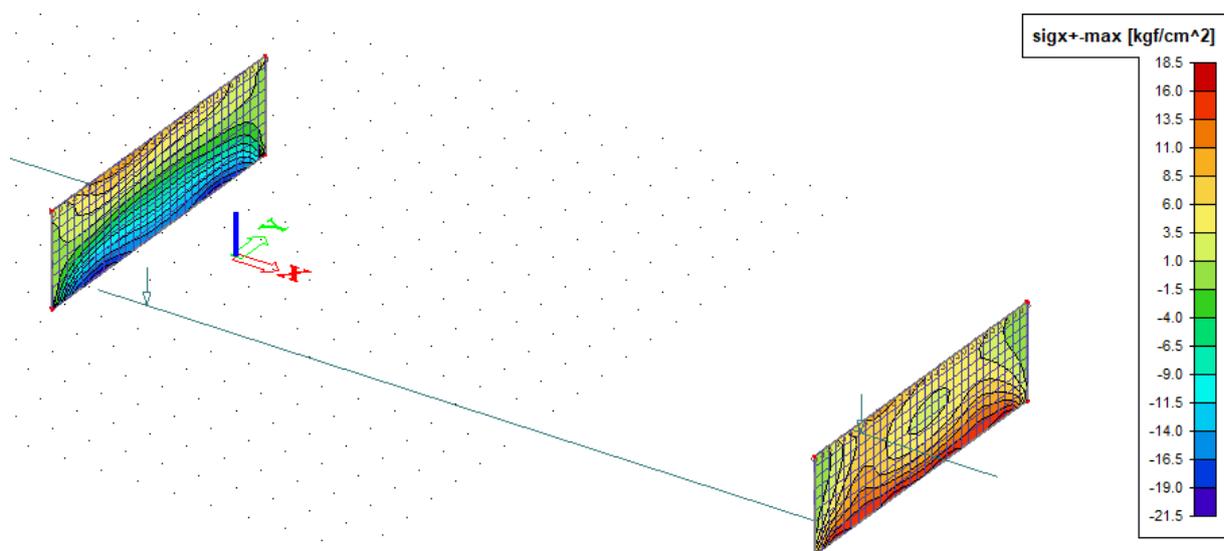


Figura 37: Tensão máxima na face +X = $21,5 \text{ kg/cm}^2$

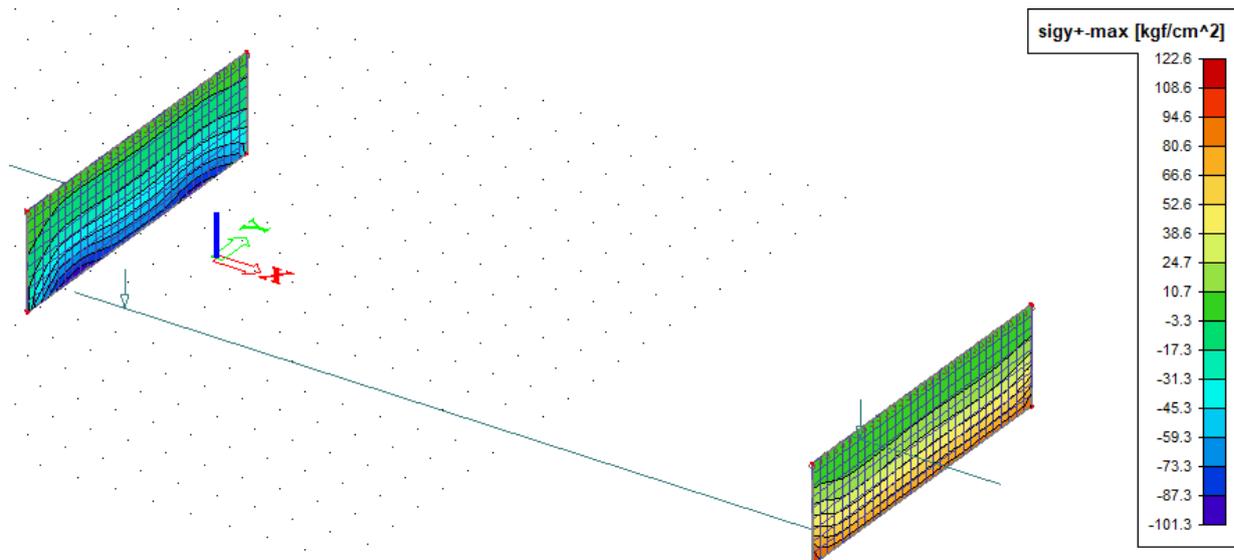


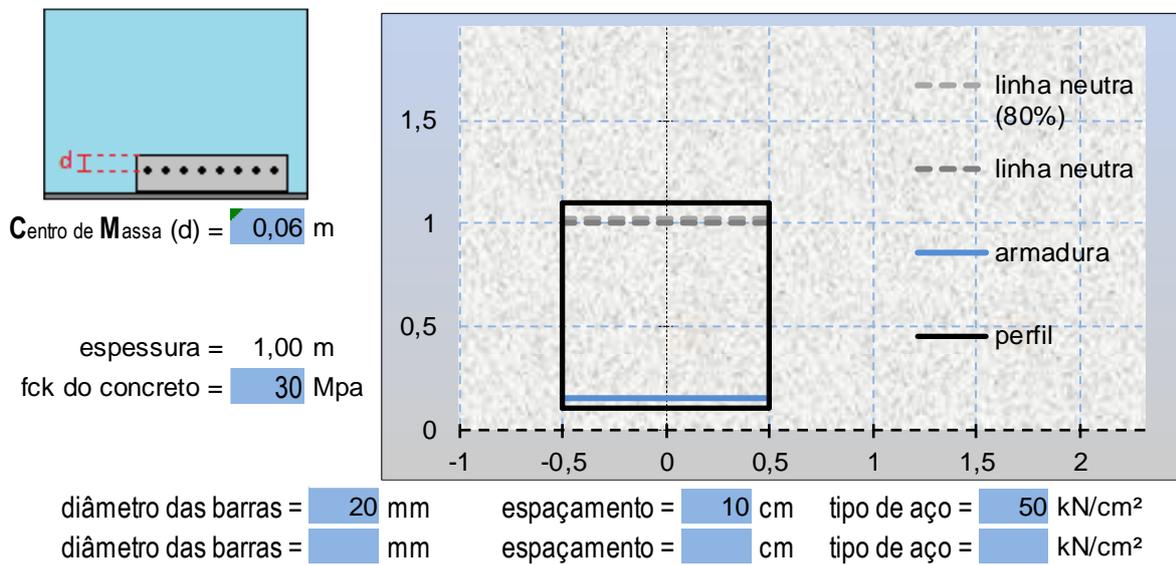
Figura 38: Tensão máxima na face +Y = 66,6kg/cm²

2.2.7.2.2.2. Dimensionamento

-Armaduras longitudinais na travessa do encontro

Armadura SUPERIOR

tensão sobre a face tracionada = 69,6 kgf/cm²



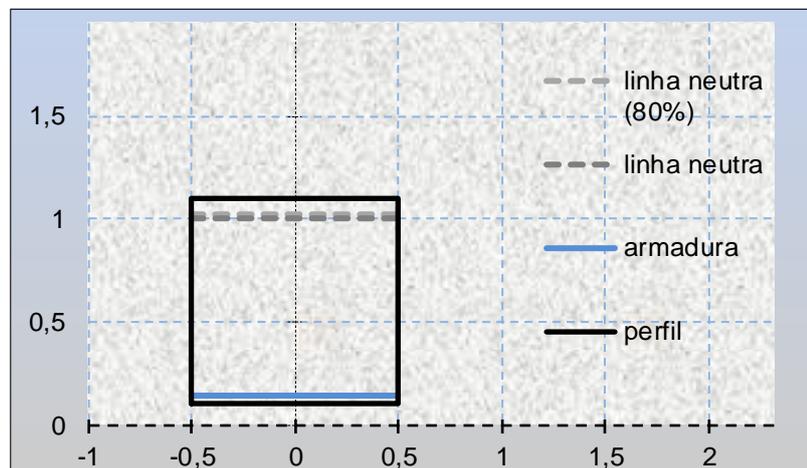
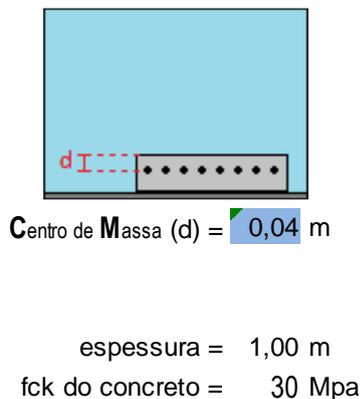
CÁLCULO DA ARMADURA

$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 8333333,333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 50 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 113796 \text{ kN.cm} = 116 \text{ t.m} = \underline{1137,96 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 31,42 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 1366 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 9,37 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 1366 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 1238 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{1238,2033 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

Armadura INFERIOR

tensão sobre a face tracionada = 19,3 kgf/cm²



$$\begin{aligned} \text{diâmetro das barras} &= 20 \text{ mm} & \text{espaçamento} &= 10 \text{ cm} & \text{tipo de aço} &= 50 \text{ kN/cm}^2 \\ \text{diâmetro das barras} &= \text{mm} & \text{espaçamento} &= \text{cm} & \text{tipo de aço} &= \text{kN/cm}^2 \end{aligned}$$

CÁLCULO DA ARMADURA

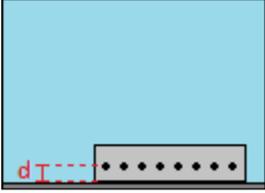
$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 8333333,333 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 50 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 31555,5 \text{ kN.cm} = 32,2 \text{ t.m} = \underline{315,555 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

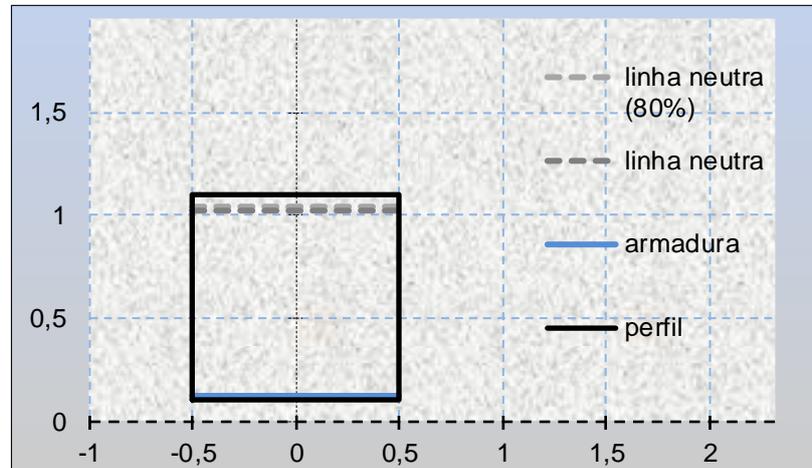
$$\begin{aligned} 31,42 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 1366 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 9,37 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 1366 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 1260 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{1260,0579 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

-Armadura de cisalhamento

Armadura TRANSVERSAL

tensão sobre a face tracionada = 46,5 kgf/cm²


 Centro de Massa (d) = 0,03 m
 espessura = 1,00 m
 fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 12,5 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
 diâmetro das barras = 12,5 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 8333333,333 cm⁴
 distância do CG até a face comprimida = 50 cm
 momento solicitante = 76027,5 kN.cm = 77,5 t.m = 760,275 kN.m

24,54 cm² de aço nas barras = 1067 kN de resistência (Rsd)
 distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 7,32 cm
 resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 1067 kN
 momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 1008 kN.m
 momento último resistente M(u) = Mcwd = 1007,8457 kN.m

-Armadura de pele

Armação necessária em cada face lateral: 15 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 5 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

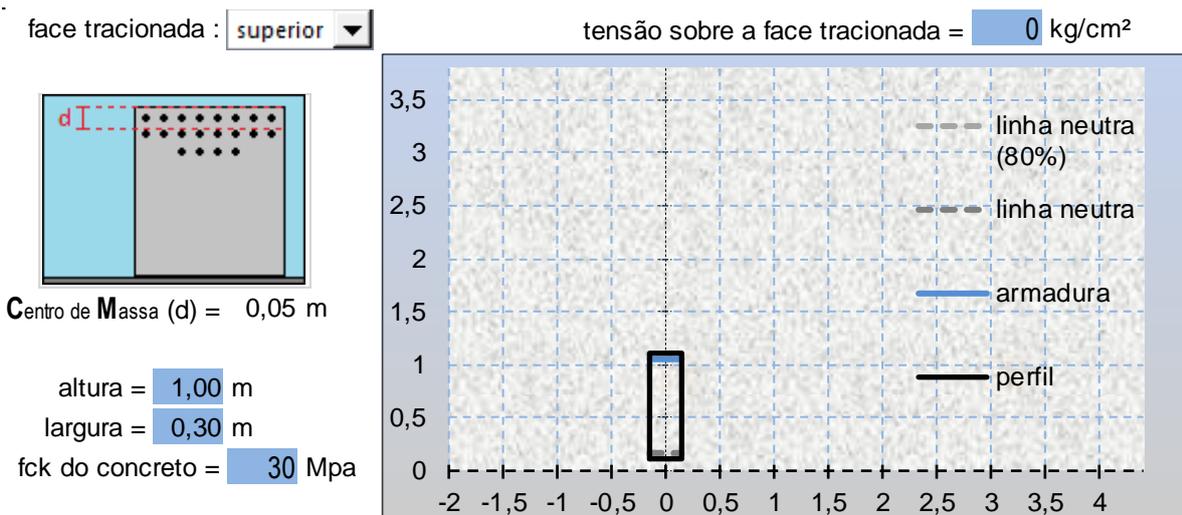
Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

- 20 cm (valor constante)
- é o menor valor entre - 33 cm (altura útil / 3)
- 12 cm (15 x diâmetro)

Serão necessárias 11 barras com uma distância de 9 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 5,529 cm² de aço dos 5 cm² necessários à cada face, totalizando 22 barras.

-Armaduras nas cortinas do encontro



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 3
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

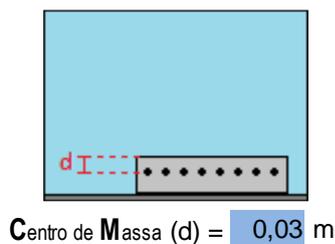
$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 2500000 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 50 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 0 \text{ kN.cm} = 0 \text{ t.m} = \underline{0 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 6,032 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 262,3 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 6 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 262,3 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 243,4 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{243,3731 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

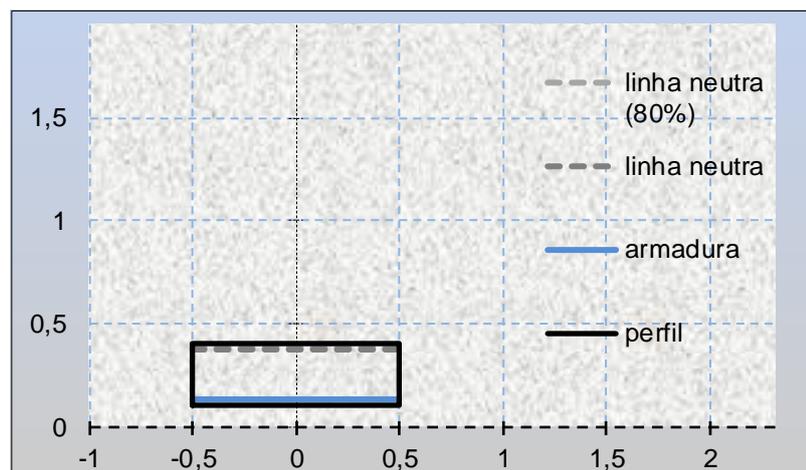
-Armaduras verticais na cortina

Armadura VERTICA

tensão sobre a face tracionada = 21,5 kgf/cm²



espessura = 0,30 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm espaçamento = 10 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

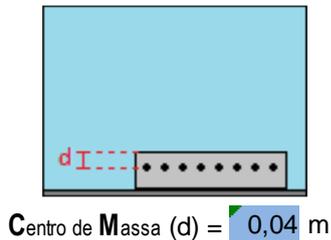
$$\begin{aligned} \text{momento de inércia da seção} &= 225000 \text{ cm}^4 \\ \text{distância do CG até a face comprimida} &= 15 \text{ cm} \\ \text{momento solicitante} &= 3163,725 \text{ kN.cm} = 3,23 \text{ t.m} = \underline{31,63725 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 7,854 \text{ cm}^2 \text{ de aço nas barras} &= 341,5 \text{ kN de resistência (Rsd)} \\ \text{distância entre a linha neutra e a face comprimida (x)} &= 2,34 \text{ cm} \\ \text{resistência da área de concreto comprimida (Rcwd)} &= 341,5 \text{ kN} \\ \text{momento resistente da área de concreto (Mcwd)} &= 89 \text{ kN.m} \\ \text{momento último resistente } M(u) = Mcwd &= \underline{88,997942 \text{ kN.m}} \end{aligned}$$

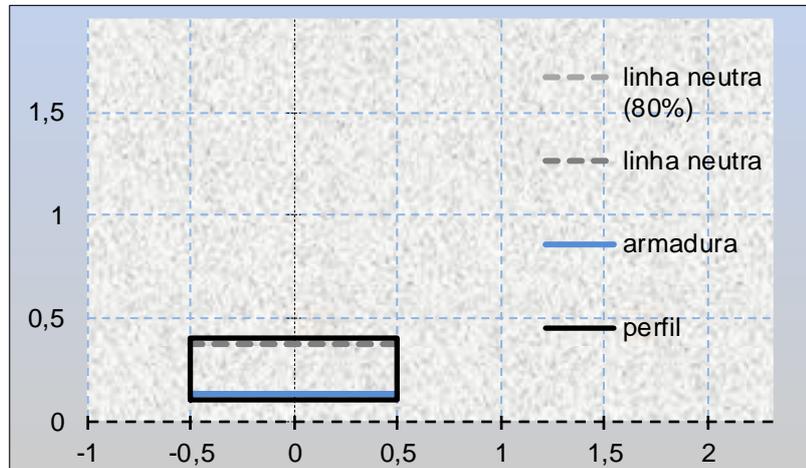
-Armaduras horizontais na cortina

Armadura HORIZONTAL

tensão sobre a face tracionada = 66,6 kgf/cm²



espessura = 0,30 m
fck do concreto = 30 Mpa



diâmetro das barras = 10 mm espaçamento = 8 cm tipo de aço = 50 kN/cm²
diâmetro das barras = mm espaçamento = cm tipo de aço = kN/cm²

CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 225000 cm⁴
distância do CG até a face comprimida = 15 cm
momento solicitante = 9800,19 kN.cm = 9,99 t.m = 98,0019 kN.m

9,817 cm² de aço nas barras = 426,8 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 2,93 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rc wd) = 426,8 kN
momento resistente da área de concreto (Mc wd) = 108,1 kN.m
momento último resistente M(u) = Mc wd = 108,11289 kN.m

2.2.7.2.2.3. Verificação para o console

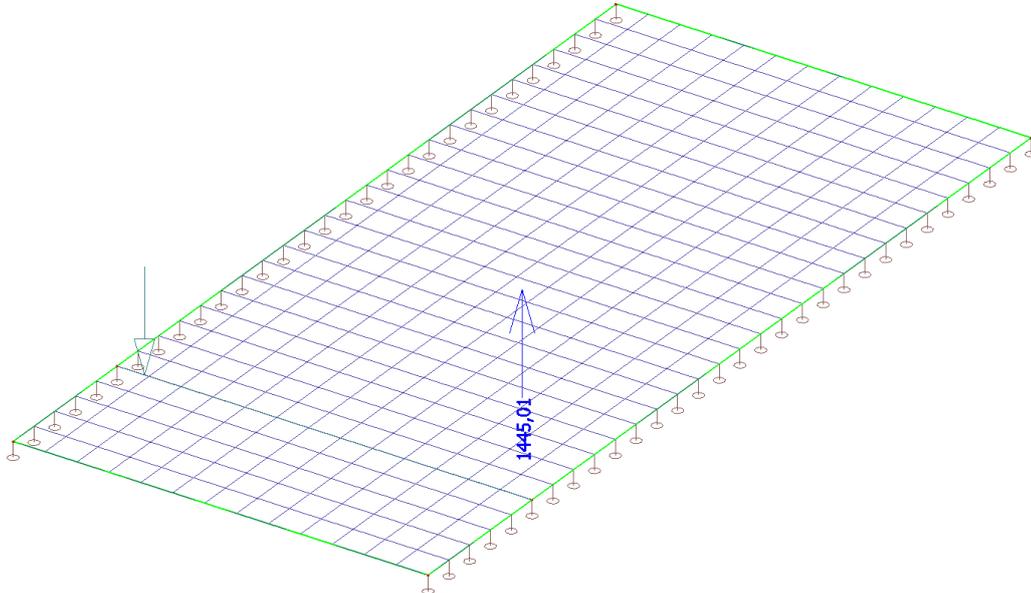
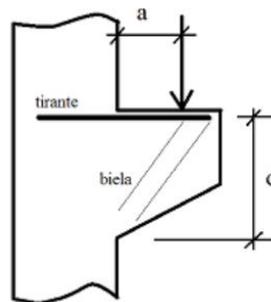


Figura 39: carga vertical = 722,505kN

❖ Dimensionamento

a =	15 cm
d =	60 cm
b =	100 cm
$f_y =$	500 MPa
$V_k =$	8,3 ton
$H_d =$	1,66 ton
CFS =	1
$\mu =$	1,4
$f_{ck} =$	30 MPa
$V_d =$	8,3 ton
$A_{stir} =$	1,473 cm ²
$\varnothing =$	10 mm
n =	1,88 barras



1 alças

2.2.7.2.2.4. Verificação fretagens

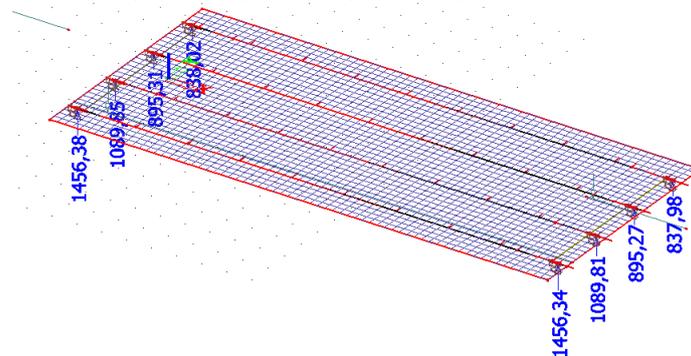
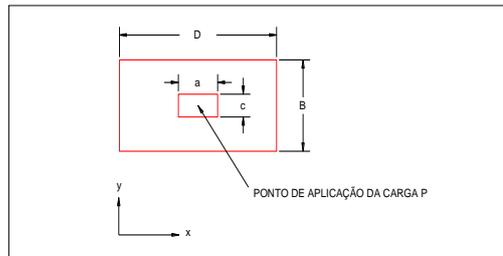


Figura 40: carga vertical = 1456,38kN

❖ Dimensionamento

DADOS:
 carga de trabalho majorada $P = 145,638$ tf
 lado da placa em x $a = 50$ cm
 lado da placa em y $c = 40$ cm
 lado da base em x $D = 60$ cm
 lado da base em y $B = 90$ cm
 fck concreto 30 Mpa
 fyk aço 5000 kgf/cm²

VERIFICAÇÃO DO CONCRETO
 tensão atuante: $7,14$ Mpa
 tensão admissível $21,43$ MPa
 resultado: **ATENDIDO**



CÁLCULO DAS ARMADURAS DE TRAÇÃO

Equação de Leonhardt para a resultante de tração:

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

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

$$Z_x = 7,2819 \text{ ton}$$

$$Z_y = 24,273 \text{ ton}$$

$$As_x = 1,674837 \text{ cm}^2 \quad \text{armaduras na direção x}$$

$$As_y = 5,58279 \text{ cm}^2 \quad \text{armaduras na direção y}$$

utilizando aço com \varnothing de: 8 mm

área de 1 barra: $0,502655 \text{ cm}^2$

numero de barras por camada em x: 6 barras por camada

utilizando aço com \varnothing de: 8 mm

área de 1 barra: $0,502655 \text{ cm}^2$

numero de barras por camada em y: 6 barras por camada

Asx =	1 camadas
Asy =	2 camadas

ADOTADO:	2 camadas de	6	X	6
----------	--------------	---	---	---

2.2.7.2.3. Pilares

2.2.7.2.3.1. Esforços

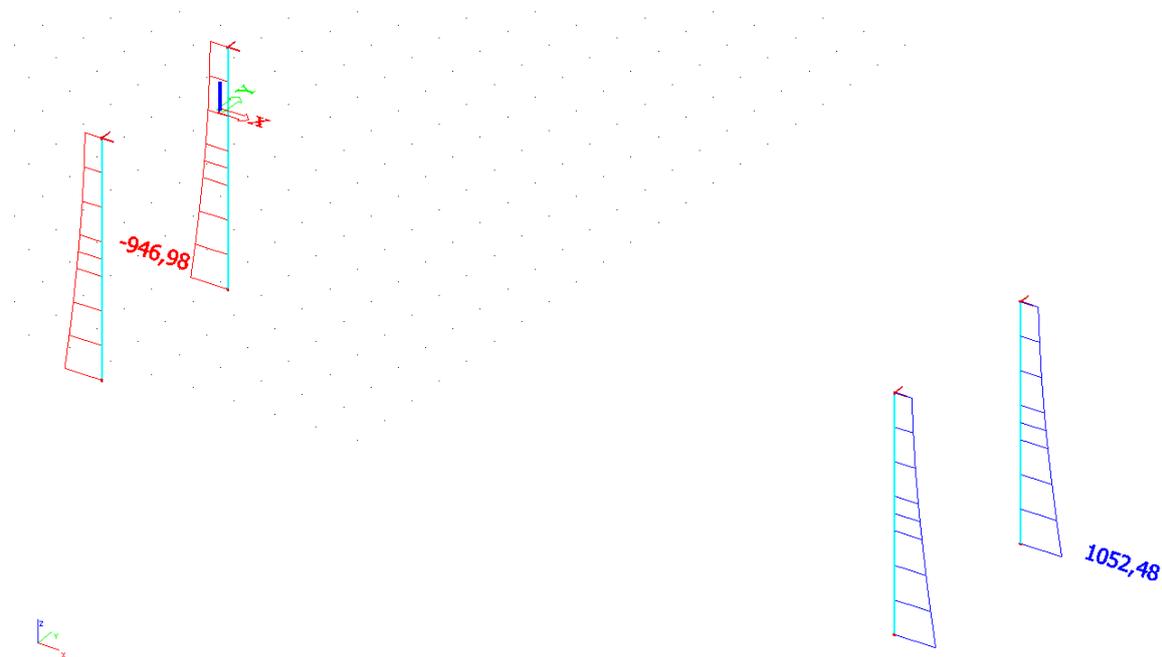


Figura 41: Momento Fletor M2 máximo = 453,56kN.m (topo)

Momento Fletor M2 máximo = 1052,48kN.m (base)

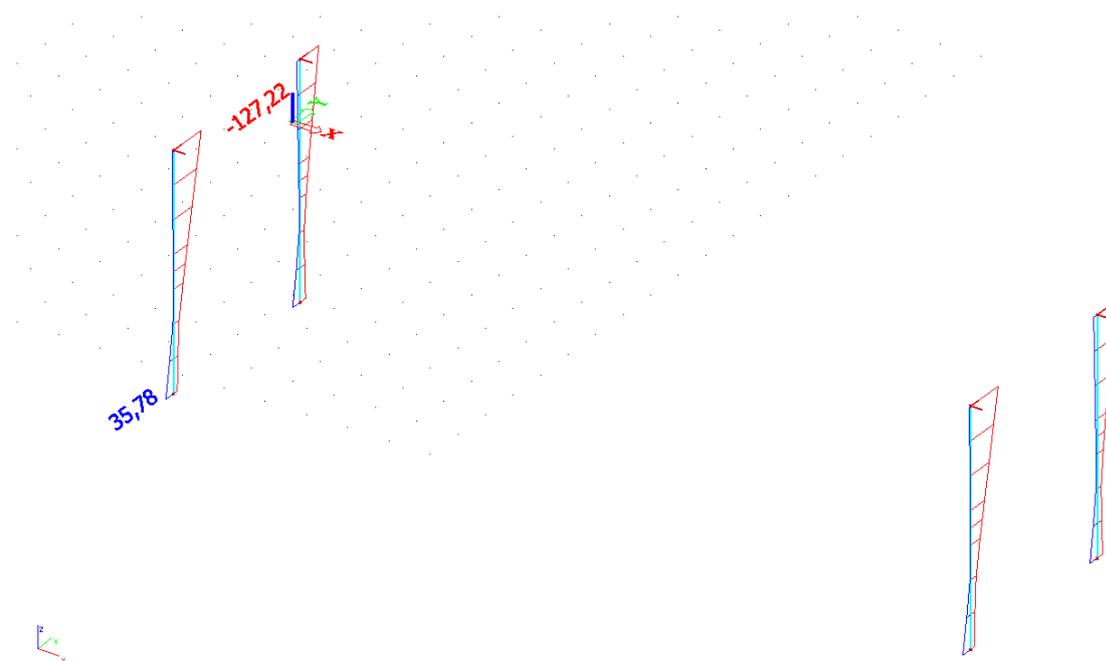


Figura 42: Momento Fletor M3 máximo = -127,22kN.m (topo)

Momento Fletor M2 máximo = 35,78kN.m (base)

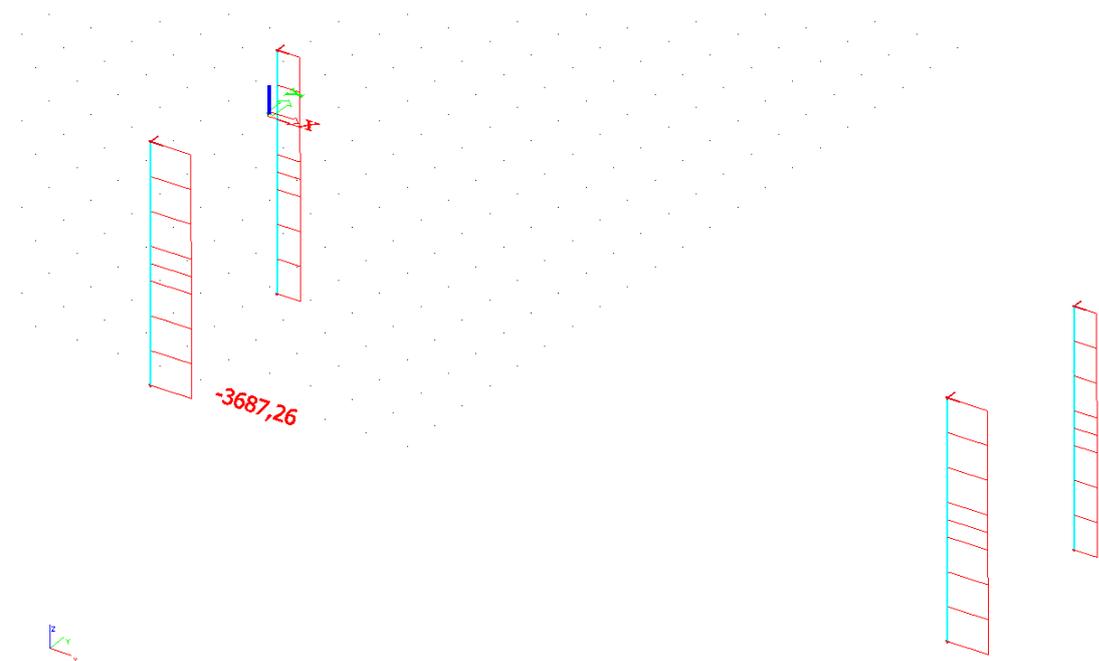
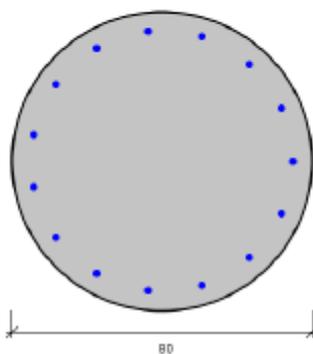


Figura 43: Força Axial máxima = 3687,26 kN

2.2.7.2.3.2. Dimensionamento

PILARES: Dados Gerais

Seção Transversal:



Armação: 15 ϕ 20 mm ($A_s = 47.12 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 5027 \text{ cm}^2$

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

$y_g = 40 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 2010619 \text{ cm}^4$

$I_y = 2010619 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0,94 \%$

Materiais: Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado

Comprimento: $L = 565 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 28$
 $\lambda_y = 28$

PILARES: Dados Armadura

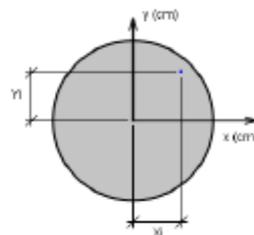


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20,0	35	0
2	20,0	32	14,2
3	20,0	23,4	26
4	20,0	10,8	33,3
5	20,0	-3,7	34,8
6	20,0	-17,5	30,3
7	20,0	-28,3	20,6
8	20,0	-34,2	7,3
9	20,0	-34,2	-7,3
10	20,0	-28,3	-20,6
11	20,0	-17,5	-30,3
12	20,0	-3,7	-34,8
13	20,0	10,8	-33,3
14	20,0	23,4	-26
15	20,0	32	-14,2

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PILARES: Dados Esforços

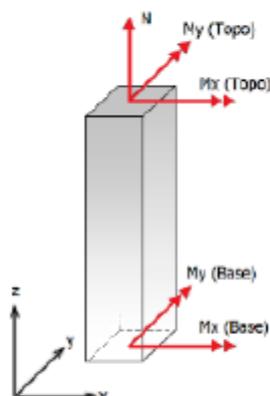


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{Ed}	$M_{Ed,x}$ (Topo)	$M_{Ed,y}$ (Topo)	$M_{Ed,x}$ (Base)	$M_{Ed,y}$ (Base)
1	-3687.3	453.6	-127.2	1052.5	35.8

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

PILARES: Resumo verificação ELU

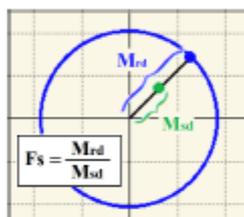


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{Ed}	$M_{Ed,x}$	$M_{Ed,y}$	F.S.
1	-3687.3	-1052.5	35.8	1.07

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

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

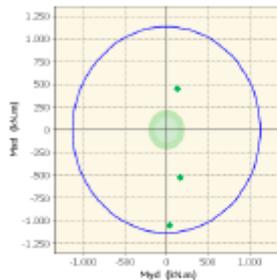


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

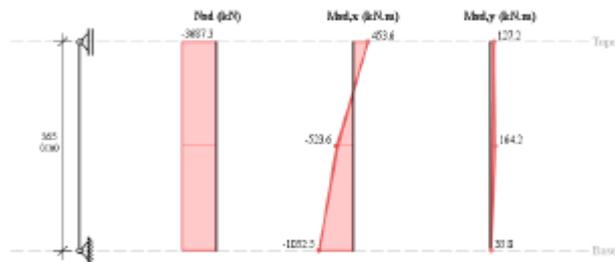


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com curvatura aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{total,x} = \alpha_b M_{id,x} + N_{ed} \frac{e_c^2}{10} \frac{1}{r} = 523,6 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_b / M_x = 0,60 + 0,40 (-453,6) / 1052,5 = 0,42761, \alpha_b \geq 0,40;$$

$$M_{id,x} = 1052,5 \text{ kN.m e } N_{ed} = 3687,3 \text{ kN};$$

$$e_c = 5,65 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_y (\nu + 0,5)] = 0,005 / [0,8 (0,34233 + 0,5)] = 0,00742 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_y = 0,00625 \text{ 1/m};$$

$$\nu = N_{ed} / (A_c E_c) = 3687,3 / (0,50265 \times 30000 / 1,4) = 0,34233.$$

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{total,y} = \alpha_b M_{id,y} + N_{ed} \frac{e_c^2}{10} \frac{1}{r} = 164,2 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_b / M_x = 0,60 + 0,40 (35,8) / 127,2 = 0,71258, \alpha_b \geq 0,40;$$

$$M_{id,y} = 127,2 \text{ kN.m e } N_{ed} = 3687,3 \text{ kN};$$

$$e_c = 5,65 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_y (\nu + 0,5)] = 0,005 / [0,8 (0,34233 + 0,5)] = 0,00742 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_y = 0,00625 \text{ 1/m};$$

$$\nu = N_{ed} / (A_c E_c) = 3687,3 / (0,50265 \times 30000 / 1,4) = 0,34233.$$

ARMADURA DE CISALHAMENTO

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos e, quando for o caso, por grampos suplementares, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes.

O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

- 200 mm;
- menor dimensão da seção;
- 24 ϕ para CA-25, 12 ϕ para CA-50.

Adotado: $\emptyset 8$ c/20cm

2.2.7.3. Infraestrutura

2.2.7.3.1. *Viga de Rigidez*

2.2.7.3.1.1. Esforços

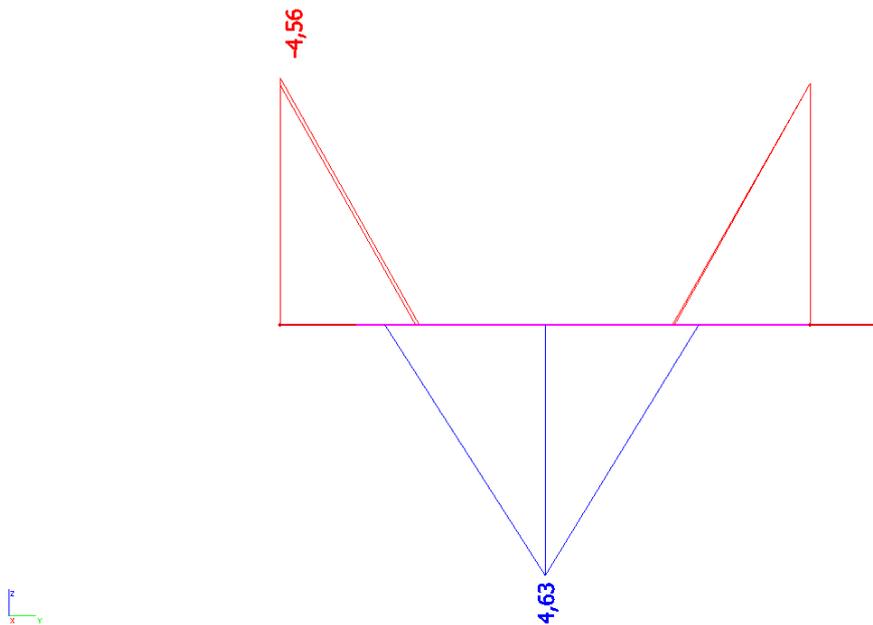


Figura 44: Momento máximo negativo 4,56 kN.m / Momento máximo positivo 4,63 kN.m

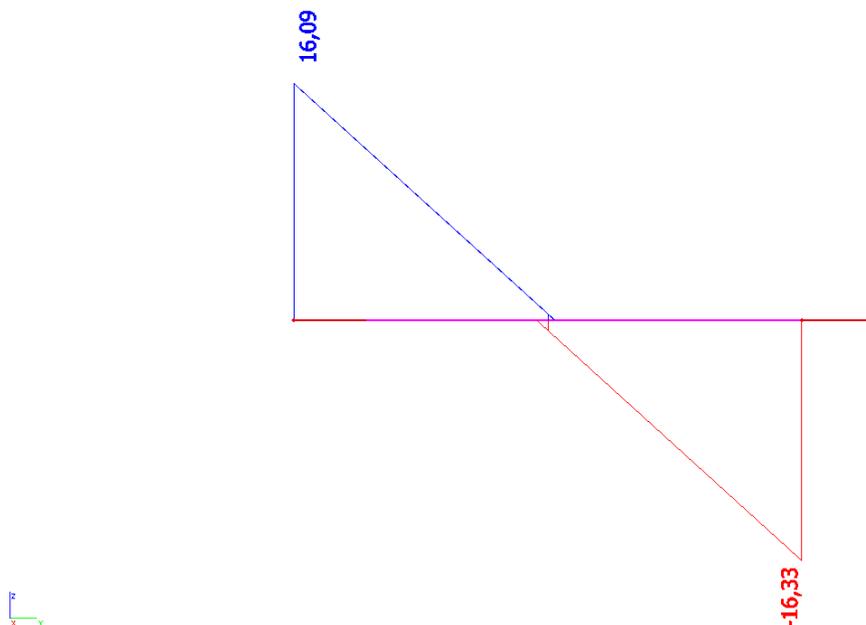
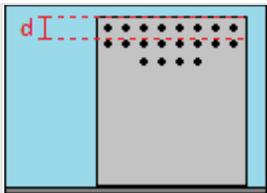
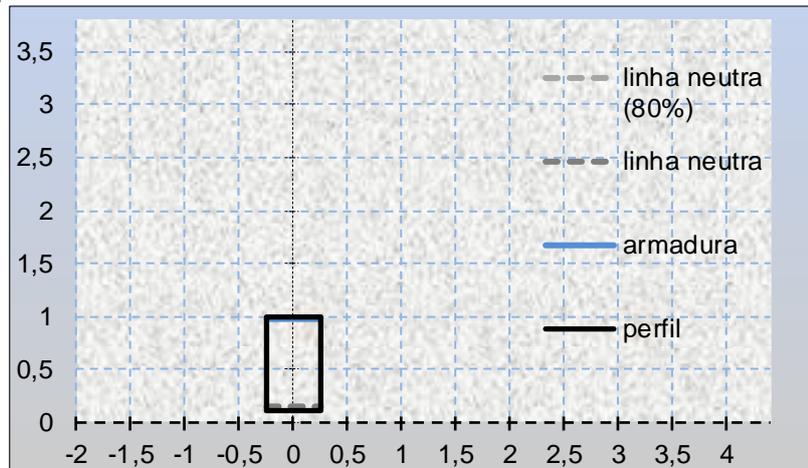


Figura 45: Esforço máximo 16,33kN

2.2.7.3.1.2. Dimensionamento

-Armaduras superior

face tracionada : Momento solicitante = kN.mCentro de Massa (d) = maltura = mlargura = mfck do concreto = Mpa

tipo de aço = <input type="text" value="50"/> kN/cm ²	
diâmetro das barras = <input type="text" value="10"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="12,5"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="16"/> mm	número de barras = <input type="text" value="4"/>
diâmetro das barras = <input type="text" value="25"/> mm	número de barras = <input type="text" value="0"/>

CÁLCULO DA ARMADURA

momento solicitante = kN.cm = t.m = kN.m

8,042 cm² de aço nas barras = 349,7 kN de resistência (Rsd)

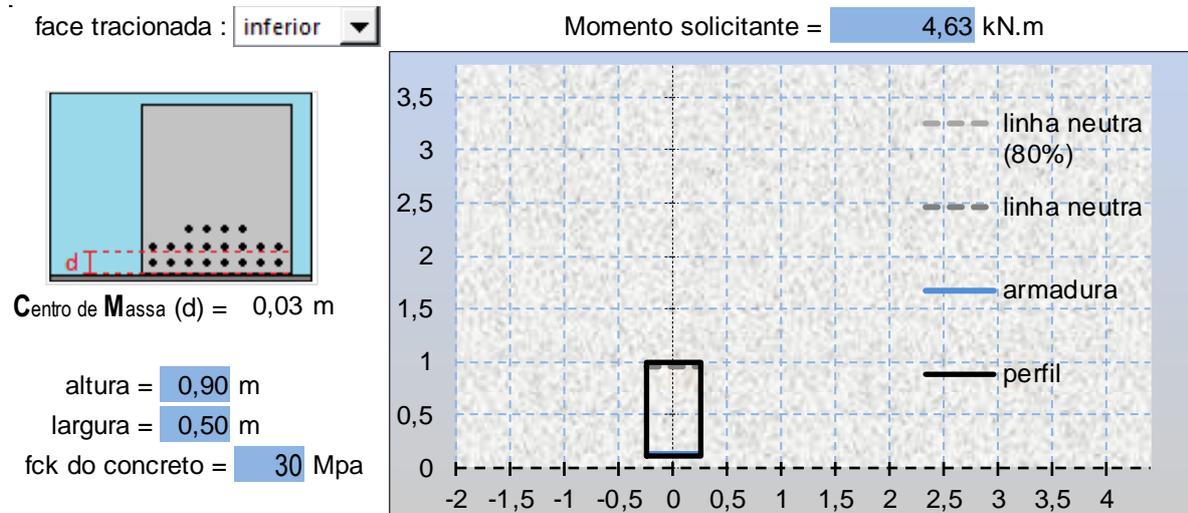
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 349,7 kN

momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 297,5 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = kN.m

-Armaduras inferior



tipo de aço = 50 kN/cm ²	
diâmetro das barras = 10 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 12,5 mm	número de barras = 0
diâmetro das barras = 16 mm	número de barras = 4
diâmetro das barras = 25 mm	número de barras = 0

CÁLCULO DA ARMADURA	
momento solicitante =	463 kN.cm = 0,47 t.m = 4,63 kN.m
8,042 cm ² de aço nas barras =	349,7 kN de resistência (Rsd)
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) =	4,8 cm
resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) =	349,7 kN
momento resistente da área de concreto (Mcwd) =	297,5 kN.m
momento último resistente M(u) = Mcwd =	297,50252 kN.m

-Armaduras de cisalhamento

comprimento da viga : 210 m
fck do concreto : 30 Mpa
altura útil : 0,77 m

1	primeiros 210 cm
cortante de projeto : 16,3 kN	armadura calculada : -11 cm ² /m
largura da alma : 0,5 m	armadura mínima : 6,66 cm ² /m
Vco : 332 kN / Vrd2 : 1947 kN	armadura empregada : 10,1 cm ² /m
estribos no espaçamento : 1	espaçamento (armadura empregada) : 10 cm
diâmetro do estribo : 8 mm	variação de tensão no aço : 0 mPa
área de aço no estribo : 1 cm ²	limite para variação de tensão : 85 mPa
21 estribos em 2,1 m e espaçamento de 10 cm	

-Armaduras de pele

Armação necessária em cada face lateral: 4,5 cm²

Não é necessário uma arm. Superior a 5cm²/m: 4,5 cm²

Diâmetro das barras 8 mm

Área do Ø: 0,50 cm²

Distância máxima entre as barras:

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

Serão necessárias 10 barras com uma distância de 9 cm entre si ao longo de cada face lateral da seção de vão, atendendo 5,027 cm² de aço dos 4,5 cm² necessários à cada face, totalizando 20 barras .

2.2.7.3.2. Blocos de Fundação

2.2.7.3.2.1. Reações de fundação

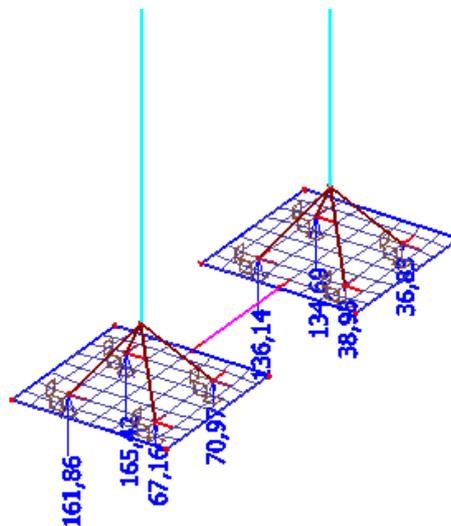


Figura 46: Reações de combinação última normal sem impacto para verificação estrutural



2.2.7.3.2.2. Dimensionamento

DADOS GERAIS:

Largura do bloco =	2,50	m	fyk =	50	kN/cm ²
Comprimento do bloco =	2,50	m	fck projeto =	30	Mpa
Altura do bloco =	1,10	m	CS projeto =	1	
Embrutimento da estaca =	0,10	m	fcd1 =	16,03	Mpa
ap =	0,80	m	fcd2 =	11,31	Mpa
bp =	0,80	m	fcd3 =	13,58	Mpa

Na tabela abaixo são apresentados os dados obtidos na memória de cálculo do projeto modificado:

ESTACA	DADOS OBTIDOS NA MC MODIFICADA							DISTANCIA EM PLANTA			
	dlong (cm) ce - cp	dtrans (cm) ce - cp	dz (cm) (hb - eEst.)	fyk (kN/cm ²)	MAXIMA Rz (tonf)	Fator de majoração	Rz Majorada (tonf)	a (cm)	y	z	ø (graus)
1	70	70	100	50	165,42	1	165,42	98,99	0,0639	99,97	45,28
2	70	70	100	50	165,42	1	165,42	98,99	0,0639	99,97	45,28
3	70	70	100	50	165,42	1	165,42	98,99	0,0639	99,97	45,28
4	70	70	100	50	165,42	1	165,42	98,99	0,0639	99,97	45,28

Tabela 01: Dados de entrada

VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS MINIMAS:

Armadura mínima:

AS longitudinal Adotado=	56,5487	cm ²
AS mínimo longitudinal =	41,25	cm ²
AS transversal Adotado =	56,5487	cm ²
AS mínimo transversal =	41,25	cm ²

Verificação:

A Armadura adotada está de acordo com a armadura mínima calculada seguindo os critérios da NBR6118.

Diametro da armadura AS =	20	mm
Diametro da armadura AS =	20	mm

Numero de barras = As / area da barra

Na tabela abaixo apresentada está apresentado o cálculo das armaduras necessárias.

ESTACA	CÁLCULO DA ARMADURA NECESSÁRIA								
	tanø	ø (graus)	T (kN)	T' (kN)	AS T (cm ²)	AS Long. (cm ²)	Barras	AS Trans. (cm ²)	Barras
1	1,01	45,28	1638,10	1158,31	37,68	26,65	9	26,65	9
2	1,01	45,28	1638,10	1158,31	37,68	26,65	9	26,65	9
3	1,01	45,28	1638,10	1158,31	37,68	26,65	9	26,65	9
4	1,01	45,28	1638,10	1158,31	37,68	26,65	9	26,65	9

Tabela 02: Cálculo da armadura necessária pelo metodo Biela e Tirante

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA ARMADURA ADOTADA									
	TABELA 50				PROJETO MODIFICADO				VERIFICAÇÃO	
	As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS		As long (cm ²)	AS trans (cm ²)	NUMERO DE BARRAS ADOTADAS		AS Long.	AS Trans
1	26,65	26,65	9	9	28,27	28,27	9	9	OK	OK
2	26,65	26,65	9	9	28,27	28,27	9	9	OK	OK
3	26,65	26,65	9	9	28,27	28,27	9	9	OK	OK
4	26,65	26,65	9	9	28,27	28,27	9	9	OK	OK

Tabela 03: Verificação das armaduras adotadas



VERIFICAÇÃO DAS BIELAS COMPRIMIDAS:

Na tabela abaixo apresentada estão as verificações das bielas comprimidas .

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA								
	Verificação do nó da estaca					Verificação do nó sob o pilar			
	aest	Sen θ^2	σ_{cd}	fcd3	Verif.	Acamp.pilar	σ_c	fcd1	Verif.
1	0,45	0,50	7,75	13,58	OK	0,86	15,23	16,03	OK
2	0,45	0,50	7,75	13,58	OK	0,86	15,23	16,03	OK
3	0,45	0,50	7,75	13,58	OK	0,86	15,23	16,03	OK
4	0,45	0,50	7,75	13,58	OK	0,86	15,23	16,03	OK

Tabela 04: Verificação dos nós

ESTACA	VERIFICAÇÃO DA BIELA COMPRIMIDA									
	Fcwd	θ	aest	abiel.est.	abiel.pilar	abiel	bef	σ_{cd} biela	fcd2	Verif.
1	116,40	45,28	0,45	0,60	0,37	0,49	0,95	3,61	11,31	OK
2	116,40	45,28	0,45	0,60	0,37	0,49	0,95	3,61	11,31	OK
3	116,40	45,28	0,45	0,60	0,37	0,49	0,95	3,61	11,31	OK
4	116,40	45,28	0,45	0,60	0,37	0,49	0,95	3,61	11,31	OK

Tabela 05: Verificação de Bielas comprimidas

ARMADURAS COMPLEMENTARES:

ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO:

Area calculada =	11,31	cm ²	0,20 x As Longitudinal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	10		Area calculada / Area da armadura
A. adotada longitudinal =	10		
Verificação =	OK		

Area calculada =	11,31	cm ²	0,20 x As Transversal
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	10		Area calculada / Area da armadura
A. adotada transversal =	10		
Verificação =	OK		

ARMADURA DE SUSPENSÃO:

Distancia entre estacas =	140	cm
Diametro das estacas =	45	cm

Utilizar armadura de suspensão

P =	6616,8	kN
Nest =	4	
Fyd =	43,48	Mpa

Asusp =	25,36	cm ²	
Diametro adotado =	12,5	mm	
Numero de barras =	21		Area calculada / Area da armadura
A. adotada longitudinal =	22		
Verificação =	OK		

VERIFICAÇÃO POR CISLHAMENTO POR FORÇA CORTANTE:

τ_{rd} =	0,03621	kn/cm ²
k =	1	
ρ long. =	0,00226	
ρ trans. =	0,00226	

Vsd long. =	661,68
Vrd1 long. =	1168,07

Vsd trans. (l. direito) =	661,68
Vrd1 trans. =	1168,07

Verificação = **Não é necessária armadura de cisalhamento**

2.2.7.4. Fundação

2.2.7.4.1. Dimensionamento estrutural Estacas pré-moldadas

2.2.7.4.1.1. Reação máxima

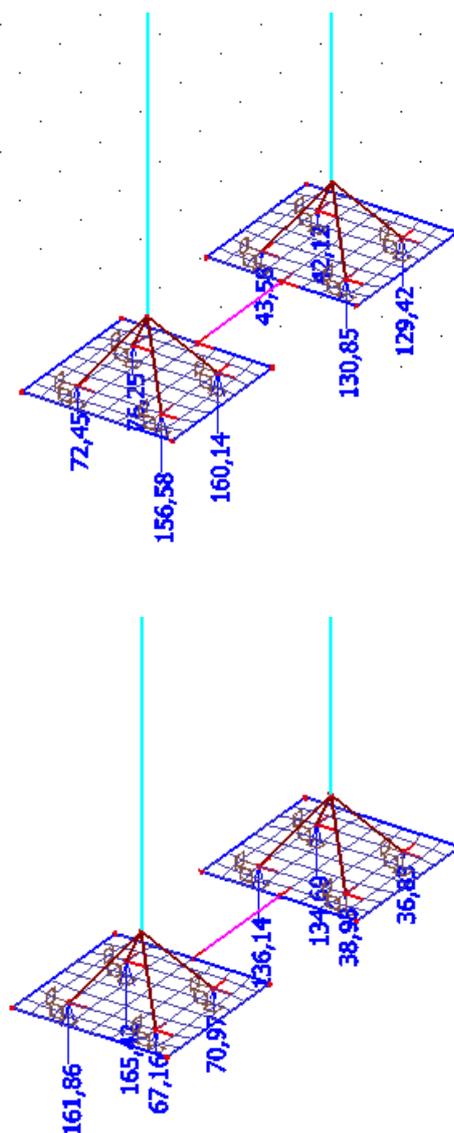


Figura 47: Combinação última normal sem impacto para verificação estrutural da estaca



Tipo de estaca =	Raiz			
Diametro da estaca =	450	mm		
Resistencia do aço CA50 Fyk =	500	Mpa	→	50,00 kN/cm ²
Resistencia do aço CA50 Fyd =	416,67	Mpa	→	41,67 kN/cm ²
Cobrimento =	40	mm		
Diametro da armadura =	20	mm		
Numero de barras adotadas =	9			
Area de armadura =	28,27	cm ²	As minima =	6,36 cm ²
Estribo adotado =	6,3	c/	20	cm
Fck para fundação =	20	Mpa	→	2,00 kN/cm ²
γc =	1,6			
Fcd para fundação =	12,50	Mpa	→	1,25 kN/cm ²
Area da estaca =	1590,43	cm ²		
Area máxima de armadura =	95,43	cm ²		
Numero máximo de barras =	30			
Esforço resistente (NBR6118) =	1707,10	kN	→	170,71 tf
Estaca mais solicitada =	165,42	tf		

4 cm
Aço longitudinal
9 Ø 20,0 mm
Aço de estribos
Ø 6,3 mm C / 20 cm

OK! SFORÇO RESISTENTE SUPERIOR AO SOLICITANTE

2.2.7.4.2. Dimensionamento Geotécnico

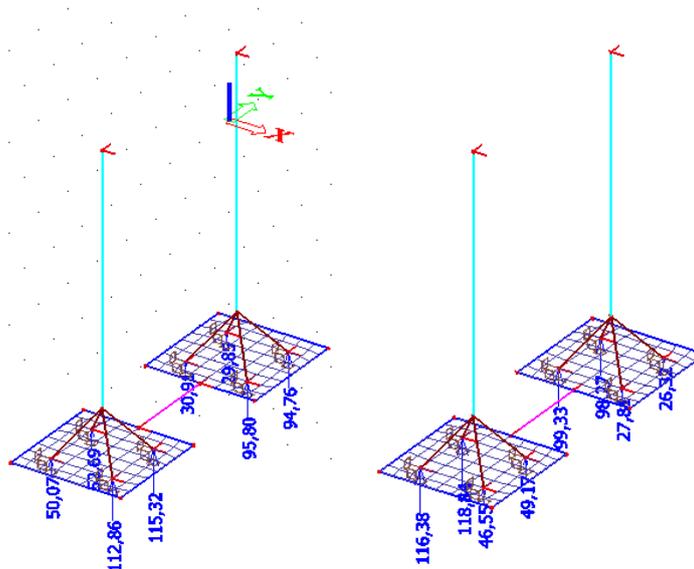


Figura 48: Reações de combinações para verificação geotécnica



Cabral Antunes (2000)

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo 8,0Mpa)}$$

Coeficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação		Media
Muito alterada	0,07	a 0,13	0,1
Alterada	0,24	a 0,36	0,3
Pouco Alterada a Sã	0,48	a 0,6	0,54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaisse e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c	
Tipo 1	70	a 250
Tipo 2	40	a 90
Tipo 3	30	a 80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada		Alterada		Pouco Alterada a Sã	
Tipo 1	7,0	a 25,0	21,0	a 75,0	37,8	a 135,0
Tipo 2	4,0	a 9,0	12,0	a 27,0	21,6	a 48,6
Tipo 3	3,0	a 8,0	9,0	a 24,0	16,2	a 43,2

Recuperação:

Muito alterada = Recuperação de 0% a 50%

Alterada = Recuperação de 50% a 80%

Pouco alterada a Sã = Recuperação de 80% a 100%

Dados:

Maior carga da estaca	118,84	tf
Profundidade adotada em solo (Ps)	8,83	m
Profundidade adotada em rocha (Pr)	4,00	m
Perímetro da estaca em rocha (U):	1,26	m
Área da estaca em rocha (A)	0,13	m ²
Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)	0,00	tf



Resistencia lateral:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito Tipo 03
 Recuperação: Alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,50 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

$$\sigma(\text{adm}) = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s = \quad 0,28875 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 29,44 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma(\text{adm}) \cdot U_r \cdot P_r = \quad 148,399 \text{ tf}$$

Resistencia de ponta:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito Tipo 03
 Recuperação: Alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo } 8,0\text{Mpa)} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

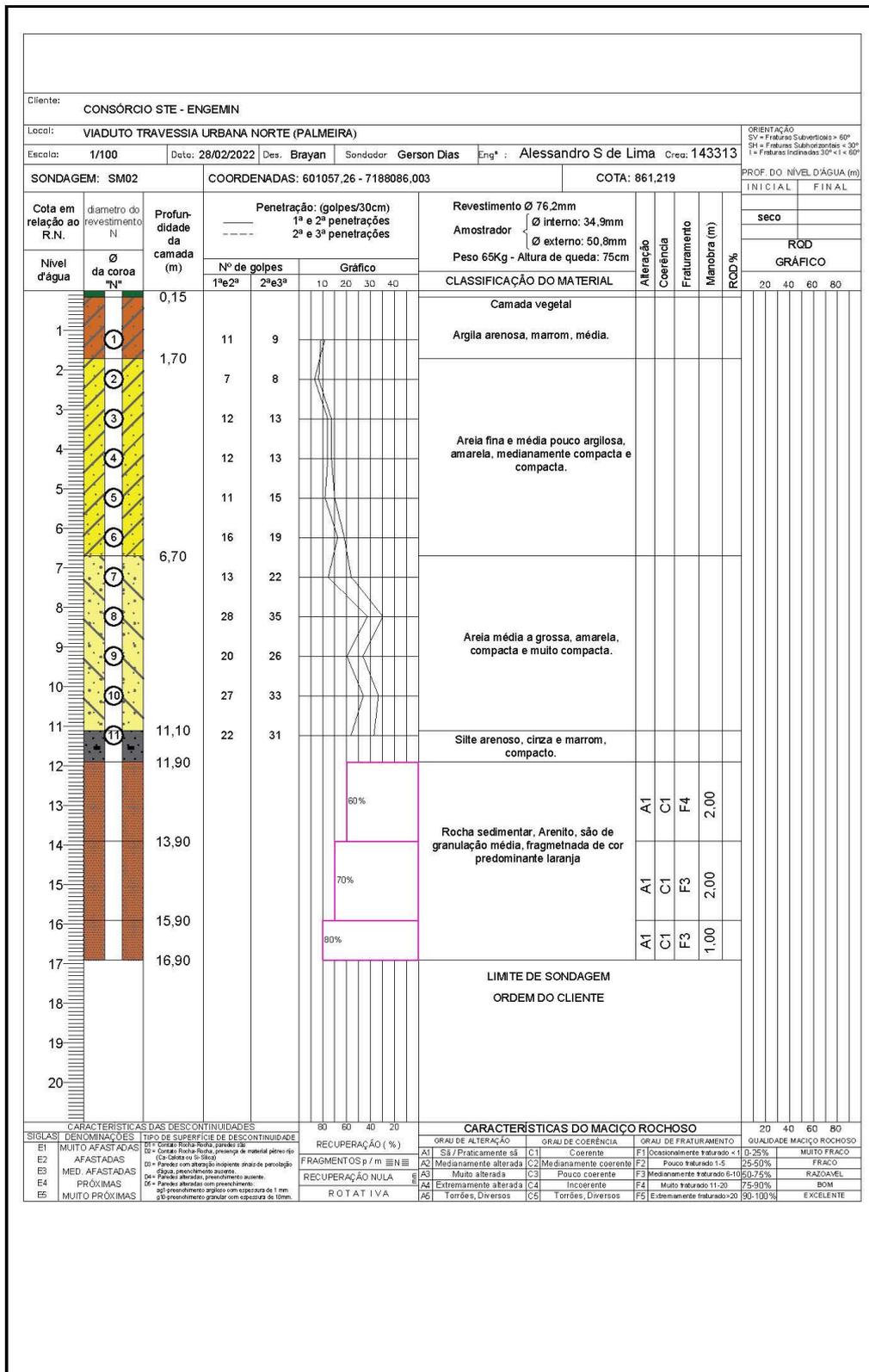
$$\sigma_p(\text{adm}) = \sigma_p / F_s = \quad 4,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 407,89 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p(\text{adm}) \cdot A = \quad 50,9858 \text{ tf}$$

$$\text{Carga admissivel (Qadm)} = \quad 199,39 \text{ tf} \quad > \quad 118,84 \text{ tf} \quad \text{OK}$$



SM02





Cabral Antunes (2000)

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo 8,0Mpa)}$$

Coeficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação		Media
Muito alterada	0,07	a 0,13	0,1
Alterada	0,24	a 0,36	0,3
Pouco Alterada a Sã	0,48	a 0,6	0,54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaisse e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c	
Tipo 1	70	a 250
Tipo 2	40	a 90
Tipo 3	30	a 80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada		Alterada		Pouco Alterada a Sã	
Tipo 1	7,0	a 25,0	21,0	a 75,0	37,8	a 135,0
Tipo 2	4,0	a 9,0	12,0	a 27,0	21,6	a 48,6
Tipo 3	3,0	a 8,0	9,0	a 24,0	16,2	a 43,2

Recuperação:

Muito alterada = Recuperação de 0% a 50%

Alterada = Recuperação de 50% a 80%

Pouco alterada a Sã = Recuperação de 80% a 100%

Dados:

Maior carga da estaca	118,84	tf
Profundidade adotada em solo (Ps)	10,77	m
Profundidade adotada em rocha (Pr)	4,00	m
Perímetro da estaca em rocha (U):	1,26	m
Área da estaca em rocha (A)	0,13	m ²
Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)	0,00	tf



Resistencia lateral:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito Tipo 03
 Recuperação: Alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,50 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

$$\sigma(\text{adm}) = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s = \quad 0,28875 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 29,44 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma(\text{adm}) \cdot U_r \cdot P_r = \quad 148,399 \text{ tf}$$

Resistencia de ponta:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 6,00 %
 Tipo de rocha: arenito Tipo 03
 Recuperação: Muito alterada

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo } 8,0\text{Mpa)} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

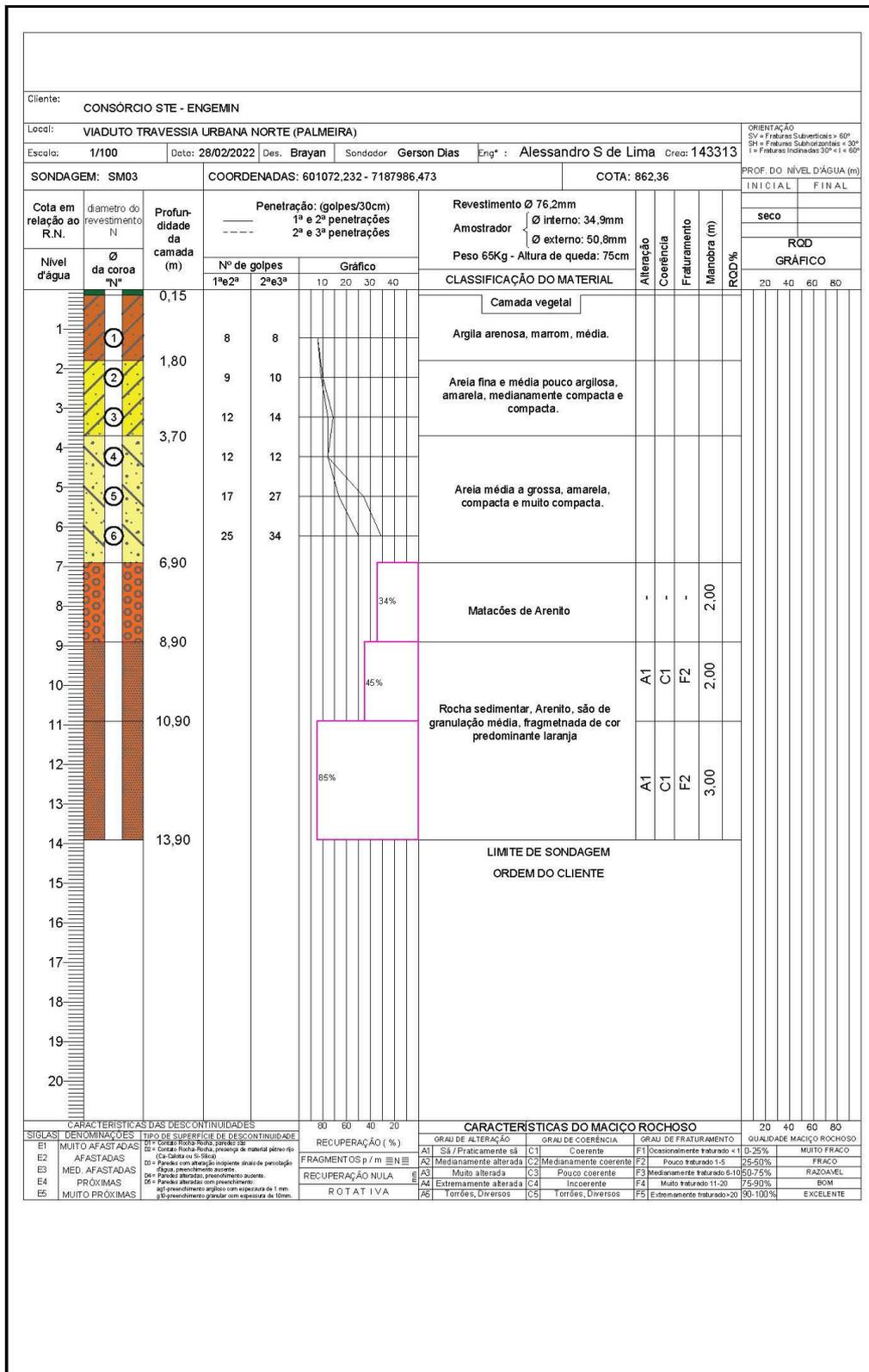
$$\sigma_p(\text{adm}) = \sigma_p / F_s = \quad 4,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 407,89 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p(\text{adm}) \cdot A = \quad 50,9858 \text{ tf}$$

Carga admissivel (Qadm) = 199,39 tf > 118,84 tf OK



SM03





Cabral Antunes (2000)

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo 8,0Mpa)}$$

Coeficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação		Media
Muito alterada	0,07	a 0,13	0,1
Alterada	0,24	a 0,36	0,3
Pouco Alterada a Sã	0,48	a 0,6	0,54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaisse e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c	
Tipo 1	70	a 250
Tipo 2	40	a 90
Tipo 3	30	a 80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada		Alterada		Pouco Alterada a Sã	
Tipo 1	7,0	a 25,0	21,0	a 75,0	37,8	a 135,0
Tipo 2	4,0	a 9,0	12,0	a 27,0	21,6	a 48,6
Tipo 3	3,0	a 8,0	9,0	a 24,0	16,2	a 43,2

Recuperação:

Muito alterada = Recuperação de 0% a 50%

Alterada = Recuperação de 50% a 80%

Pouco alterada a Sã = Recuperação de 80% a 100%

Dados:

Maior carga da estaca	118,84	tf
Profundidade adotada em solo (Ps)	7,28	m
Profundidade adotada em rocha (Pr)	4,00	m
Perímetro da estaca em rocha (U):	1,26	m
Área da estaca em rocha (A)	0,13	m ²
Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)	0,00	tf



Resistencia lateral:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito
 Recuperação: Alterada Tipo 03

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,50 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

$$\sigma(\text{adm}) = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s = \quad 0,28875 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 29,44 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma(\text{adm}) \cdot U_r \cdot P_r = \quad 148,399 \text{ tf}$$

Resistencia de ponta:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 73,00 %
 Tipo de rocha: arenito
 Recuperação: Alterada Tipo 03

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo } 8,0\text{Mpa)} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

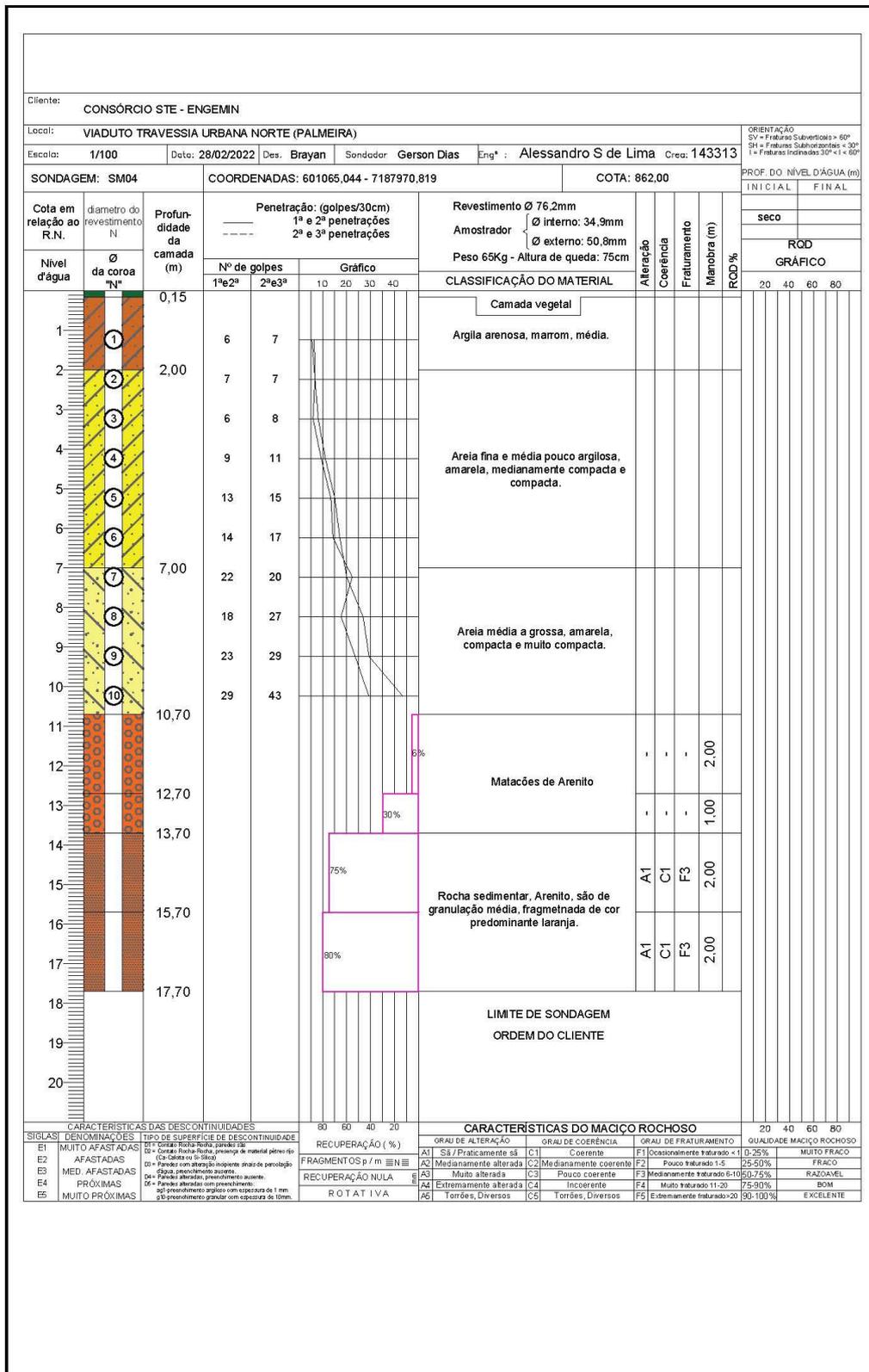
$$\sigma_p(\text{adm}) = \sigma_p / F_s = \quad 4,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 407,89 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p(\text{adm}) \cdot A = \quad 50,9858 \text{ tf}$$

$$\text{Carga admissivel (Qadm)} = \quad 199,39 \text{ tf} \quad > \quad 118,84 \text{ tf} \quad \text{OK}$$



SM04





Cabral Antunes (2000)

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo 8,0Mpa)}$$

Coeficiente de correlação β_p

Tipo de rocha	Variação		Media
Muito alterada	0,07	a 0,13	0,1
Alterada	0,24	a 0,36	0,3
Pouco Alterada a Sã	0,48	a 0,6	0,54

Tipo de rocha

Tipo 1 = rochas ígneas e metamórficas – basalto, gnaisse e granito.

Tipo 2 = rochas metamórficas foliadas – ardósia e xisto

Tipo 3 = rocha sedimentares bem cimentadas – arenitos, calcário e siltitos.

Valores de σ_c

Tipo de Rocha	σ_c	
Tipo 1	70	a 250
Tipo 2	40	a 90
Tipo 3	30	a 80

Tabela resumo

Tipo de Rocha	Muito Alterada		Alterada		Pouco Alterada a Sã	
Tipo 1	7,0	a 25,0	21,0	a 75,0	37,8	a 135,0
Tipo 2	4,0	a 9,0	12,0	a 27,0	21,6	a 48,6
Tipo 3	3,0	a 8,0	9,0	a 24,0	16,2	a 43,2

Recuperação:

Muito alterada = Recuperação de 0% a 50%

Alterada = Recuperação de 50% a 80%

Pouco alterada a Sã = Recuperação de 80% a 100%

Dados:

Maior carga da estaca	118,84	tf
Profundidade adotada em solo (Ps)	12,55	m
Profundidade adotada em rocha (Pr)	4,00	m
Perímetro da estaca em rocha (U):	1,26	m
Área da estaca em rocha (A)	0,13	m ²
Resistência da parcela em solo (Tabela SPT)	0,00	tf



Resistencia lateral:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito
 Recuperação: Alterada Tipo 03

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \quad 16,50 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

$$\sigma(\text{adm}) = (3,5\% \cdot \sigma_p) / F_s = \quad 0,28875 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 29,44 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma(\text{adm}) \cdot U_r \cdot P_r = \quad 148,399 \text{ tf}$$

Resistencia de ponta:

Recuperação indicada no boletim de sondagem: 60,00 %
 Tipo de rocha: arenito
 Recuperação: Alterada Tipo 03

$$\sigma_p = \beta_p \cdot \sigma_c \text{ (Valor máximo } 8,0\text{Mpa)} \quad 8,00 \text{ Mpa}$$

Fator de segurança adotado: 2,00

$$\sigma_p(\text{adm}) = \sigma_p / F_s = \quad 4,00 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 407,89 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_p(\text{adm}) \cdot A = \quad 50,9858 \text{ tf}$$

Carga admissível (Qadm) = 199,39 tf > 118,84 tf OK

7.5 ESTRUTURA DE CONTENÇÃO : MURO DE TERRA ARMADA

7.5.1 Verificações geotécnicas e dimensionamento de fitas metálicas

CARACTERÍSTICAS DO SOLO

peso específico natural do solo de preenchimento, γ_1 : 18 kN/m³

D_{10} : mm * D_{60} : mm *

atrito interno do solo de preenchimento, ϕ_1 : 36 graus

coeficiente de segurança ao arrancamento da fita, Y_f : 1,5

terreno a jusante do maciço : horizontal

* solos grupo A e B : permitido o uso de coeficientes predefinidos em substituição aos calculados com granulometria

CARACTERÍSTICAS DA FITA

resistência : 35 kN/cm²

espessura nominal, e_o : 5 mm

largura nominal, b : 40 mm

diâmetro do furo, ϕ : 10 mm

espessura de sacrifício, e_s : 1 mm

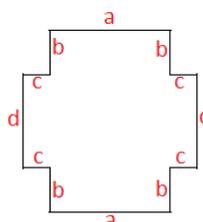
coeficiente de segurança à ruptura, Y_r : 1,5

espessura de cálculo, $e_c = e_o - e_s = 4$ mm

largura reduzida pelo furo, $b' = b - \phi = 30$ mm

carga de escoamento, $T_{rPLENA} = 69$ kN

-alturas até 4m



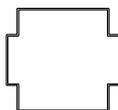
CARACTERÍSTICAS DA PLACA E MURO

a : 133 cm

b : 38 cm

c : 16 cm

d : 74 cm



número de fitas, n : 4

altura livre do muro, h : 4 m

coeficiente do tipo de muro, α : 0,85

área da placa, $A_p = 22318$ cm²

área contida por fita, $A_i = 5579,5$ cm²

profundidade da ficha, $D = 0,1 \times h / 0,9 = 0,44$ m

VERIFICAÇÃO AO ROMPIMENTO DA FITA

profundidade máxima de efeito da dilatância, z_o : 6 m

coeficiente de empuxo ativo, $K_a = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 0,26$

sobrecarga no solo montante, q : 24,5 kN/m²

tensão de empuxo devido à sobrecarga, $T_q = q \cdot K_a = 6,36$ kN/m²

* tração na fita devida à sobrecarga, $T_q = T_q \cdot A_i = 3,55$ kN *

tensão de empuxo devido ao peso do solo, $T_\gamma = \gamma \cdot h \cdot K_a = 18,7$ kN/m²

* tração na fita devida ao empuxo do solo, $T_\gamma = T_\gamma \cdot A_i = 10,4$ kN *

* tração atuante na fita, $T_{m\acute{a}x} = T_q + T_\gamma = 14$ kN *

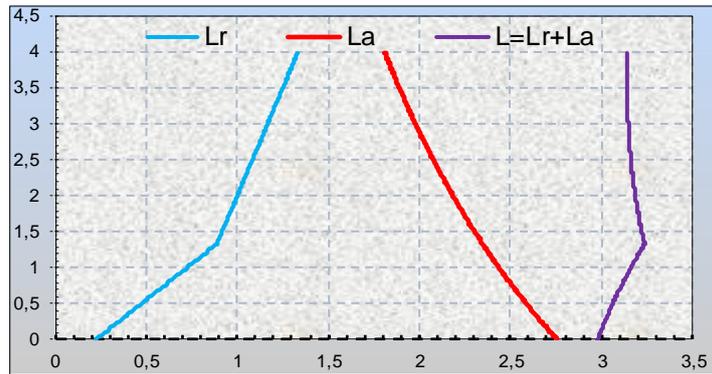
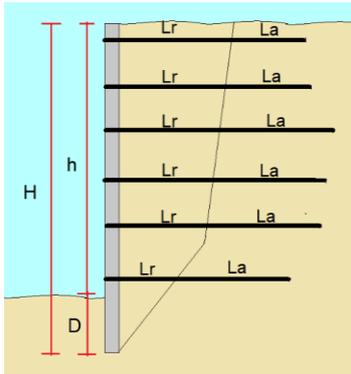
tração limite na fita na seção plena, $T_{r1} = T_{rPLENA} / Y_r \cdot e_s / e_o = 37$ kN

a tração atuante é menor que a limite

tração limite na seção reduzida pelo furo do parafuso, $T_{r2} = T_{r1} \cdot b' / b / \alpha = 32$ kN

a tração atuante é menor que a limite

COMPRIMENTOS DE FITA



altura mecânica do maciço, $H = h + D = 4,44\text{m}$

profundidade de comprimento máximo, $zL = 2,66\text{m}$

coef. de aderência solo-fita em zL , $f^*L = 1,5 \times (1 - 2,66/Zo) + \text{tg}(36) \times 2,66/Zo = 1,16\text{m}$

comprimento na zona de ruptura, $Lr = 0,2 \times H + (0,6 \times H - zL) / 6 = 0,89\text{m}$

comprimento de aderência, $La = \gamma_f \times Ka \times Ai / (2 \times b \times f^*L) = 2,35\text{m}$

comprimento total calculado na profundidade considerada, $L = La + Lr = 3,24\text{m}$

comprimento empregado, $L = 3,24\text{m}$

VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO, DESLIZAMENTO E CAPACIDADE DE CARGA

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L = 18 \times 4 \times 3,24 = 233,08 \text{ kN/m}$$

$$P_a = \int T_a dz = \gamma/2 \cdot K_a \cdot h^2 = 18/2 \times 0,26 \times 4 = 37 \text{ kN/m}$$

Tombamento :

$$x_1 = L/2 = 1,62 \text{ m}$$

$$z' = H/3 = 1,48 \text{ m}$$

$$F_s = W_1 \cdot x_1 / (P_a \cdot z') = 233,08 \times 1,62 / (37,38 \times 1,48) = 6,8$$

Segurança ao tombamento : 6,83

Deslizamento :

$$F_s = W_1 \cdot \text{tg}(2\phi/3) / P_a = 233,08 \times \text{tg}(2 \times 36/3) / 37,38 = 2,8$$

Segurança ao deslizamento : 2,78

Capacidade de carga :

peso específico natural do solo de fundação, γ_2 : 18 kN/m³ N_c : 14,8

tensão resistente adotada para o solo de fundação, C_2 : 100 kN/m² N_γ : 3,5

$$e = L/2 - ((W_1 \cdot x_1) - (P_a \cdot z')) / W_1 = 1,62/2 - ((233,08 \times 1,62) - (37,38 \times 1,48)) / 233,08 = -0,6 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e = 3,24 - 2 \times -0,57 = 4,38 \text{ m}$$

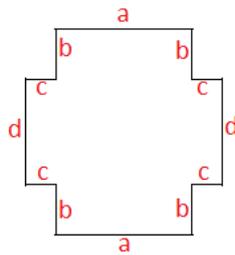
tensão resistente, $T_{\text{últ}} = C_2 \cdot N_c + \gamma_2/2 \cdot L' \cdot N_\gamma = 100 \times 14,8 + 18/2 \times 4,38 \times 3,5 = 1617,97 \text{ kN/m}^2$

tensão solicitante, $T_{v(h)} = \gamma_1 \cdot h = 18 \times 4 = 72 \text{ kN/m}^2$

$$F_s = T_{\text{últ}} / T_{v(h)} = 1617,97 / 72 = 22$$

Segurança quanto à capacidade de carga do solo fundação : 22,5

-alturas entre 4m e 6m



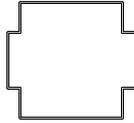
CARACTERÍSTICAS DA PLACA E MURO

a : 133 cm

b : 38 cm

c : 16 cm

d : 74 cm



número de fitas , n : 4

altura livre do muro , h : 6 m

coeficiente do tipo de muro , α : 0,85

área da placa , A_p = 22318 cm²

área contida por fita , A_i = 5579,5 cm²

profundidade da ficha , $D = 0,1 \times h / 0,9 = 0,67m$

VERIFICAÇÃO AO ROMPIMENTO DA FITA

profundidade máxima de efeito da dilatação , z_0 : 6 m

coeficiente de empuxo ativo , $K_a = \tan^2(45^\circ + \phi/2) = 0,26$

sobrecarga no solo montante , q : 24,5 kN/m²

tensão de empuxo devido à sobrecarga , $T_q = q \cdot K_a = 6,36$ kN/m²

* tração na fita devida à sobrecarga , $T_q = T_q \cdot A_i = 3,55$ kN *

tensão de empuxo devido ao peso do solo , $T_\gamma = \gamma \cdot h \cdot K_a = 28$ kN/m²

* tração na fita devida ao empuxo do solo , $T_\gamma = T_\gamma \cdot A_i = 15,6$ kN *

* tração atuante na fita , $T_{\max} = T_q + T_\gamma = 19,2$ kN *

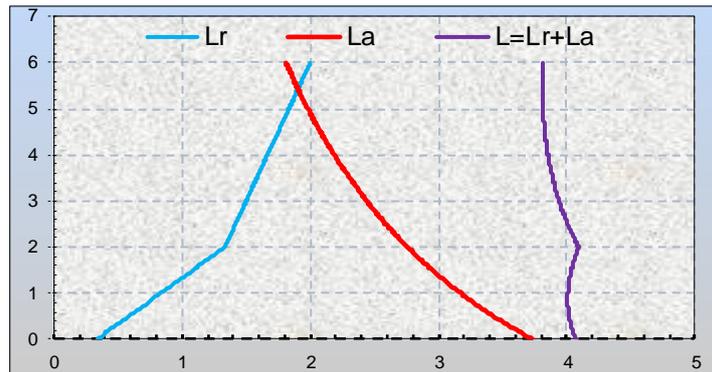
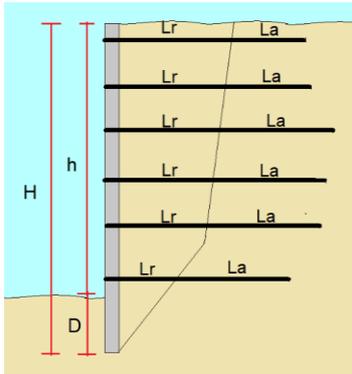
tração limite na fita na seção plena , $T_{r1} = T_{rPLENA} / \gamma_r \cdot e_s / e_o = 37$ kN

a tração atuante é menor que a limite

tração limite na seção reduzida pelo furo do parafuso , $T_{r2} = T_{r1} \cdot b'/b / \alpha = 32$ kN

a tração atuante é menor que a limite

COMPRIMENTOS DE FITA



altura mecânica do maciço, $H = h + D = 6,67\text{m}$

profundidade de comprimento máximo, $zL = 3,99\text{m}$

coef. de aderência solo-fita em zL , $f^*L = 1,5 \times (1 - 3,99/Z_0) + \text{tg}(36) \times 3,99/Z_0 = 0,99\text{m}$

comprimento na zona de ruptura, $L_r = 0,2 \times H + (0,6 \times H - zL) / 6 = 1,34\text{m}$

comprimento de aderência, $L_a = \gamma_f \times K_a \times A_i / (2 \times b \times f^*L) = 2,76\text{m}$

comprimento total calculado na profundidade considerada, $L = L_a + L_r = 4,09\text{m}$

comprimento empregado, $L = 4,47\text{m}$ (mínimo de norma, $0,67 \times H$)

VERIFICAÇÃO AO TOMBAMENTO, DESLIZAMENTO E CAPACIDADE DE CARGA

$$W_1 = \gamma \cdot H \cdot L = 18 \times 6 \times 4,47 = 482,4 \text{ kN/m}$$

$$P_a = \int T_a dz = \gamma/2 \cdot K_a \cdot h^2 = 18/2 \times 0,26 \times 6 = 84 \text{ kN/m}$$

Tombamento :

$$x_1 = L/2 = 2,23 \text{ m}$$

$$z' = H/3 = 2,22 \text{ m}$$

$$F_s = W_1 \cdot x_1 / (P_a \cdot z') = 482,4 \times 2,23 / (84,12 \times 2,22) = 5,8$$

Segurança ao tombamento : 5,76

Deslizamento :

$$F_s = W_1 \cdot \text{tg}(2\phi/3) / P_a = 482,4 \times \text{tg}(2 \times 36/3) / 84,12 = 2,6$$

Segurança ao deslizamento : 2,55

Capacidade de carga :

$$\text{peso específico natural do solo de fundação, } \gamma_2 : 18 \text{ kN/m}^3 \quad N_c : 14,8$$

$$\text{tensão resistente adotada para o solo de fundação, } C_2 : 100 \text{ kN/m}^2 \quad N_\gamma : 3,5$$

$$e = L/2 - ((W_1 \cdot x_1) - (P_a \cdot z')) / W_1 = 2,23/2 - ((482,4 \times 2,23) - (84,12 \times 2,22)) / 482,4 = -0,7 \text{ m}$$

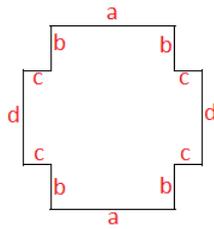
$$L' = L - 2 \cdot e = 4,47 - 2 \times -0,73 = 5,93 \text{ m}$$

$$\text{tensão resistente, } T_{\text{últ}} = C_2 \cdot N_c + \gamma_2/2 \cdot L' \cdot N_\gamma = 100 \times 14,8 + 18/2 \times 5,93 \times 3,5 = 1666,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tensão solicitante, } T_{V(h)} = \gamma_1 \cdot h = 18 \times 6 = 108 \text{ kN/m}^2$$

$$F_s = T_{\text{últ}} / T_{V(h)} = 1666,8 / 108 = 15$$

Segurança quanto à capacidade de carga do solo fundação : 15,4



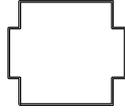
CARACTERÍSTICAS DA PLACA E MURO

a : 133 cm

b : 38 cm

c : 16 cm

d : 74 cm



número de fitas , n : 4

altura livre do muro , h : 8 m

coeficiente do tipo de muro, α : 0,85

área da placa , $A_p = 22318 \text{ cm}^2$

área contida por fita, $A_i = 5579,5 \text{ cm}^2$

profundidade da ficha , $D = 0,1 \times h / 0,9 = 0,89\text{m}$

VERIFICAÇÃO AO ROMPIMENTO DA FITA

profundidade máxima de efeito da dilatação , z_o : 6 m

coeficiente de empuxo ativo, $K_a = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = 0,26$

sobrecarga no solo montante , q : 24,5 kN/m²

tensão de empuxo devido à sobrecarga, $T_q = q \cdot K_a = 6,36 \text{ kN/m}^2$

* tração na fita devida à sobrecarga, $T_q = T_q \cdot A_i = 3,55 \text{ kN}^*$

tensão de empuxo devido ao peso do solo , $T_\gamma = \gamma \cdot h \cdot K_a = 37,4 \text{ kN/m}^2$

* tração na fita devida ao empuxo do solo , $T_\gamma = T_\gamma \cdot A_i = 20,9 \text{ kN}^*$

* tração atuante na fita, $T_{\text{máx}} = T_q + T_\gamma = 24,4 \text{ kN}^*$

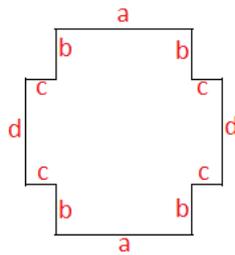
tração limite na fita na seção plena, $T_{r1} = T_{r\text{PLENA}}/Y_r \cdot e_s/e_o = 37 \text{ kN}$

a tração atuante é menor que a limite

tração limite na seção reduzida pelo furo do parafuso, $T_{r2} = T_{r1} \cdot b'/b / \alpha = 32 \text{ kN}$

a tração atuante é menor que a limite

-alturas entre 6m e 8m



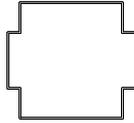
CARACTERÍSTICAS DA PLACA E MURO

a : 133 cm

b : 38 cm

c : 16 cm

d : 74 cm



número de fitas , n : 4

altura livre do muro , h : 9,7 m

coeficiente do tipo de muro , α : 0,85

área da placa , A_p = 22318 cm²

área contida por fita , A_i = 5579,5 cm²

profundidade da ficha , $D = 0,1 \times h / 0,9 = 1,08\text{m}$

VERIFICAÇÃO AO ROMPIMENTO DA FITA

profundidade máxima de efeito da dilatação , z_o : 6 m

coeficiente de empuxo ativo , $K_a = \text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) = 0,26$

sobrecarga no solo montante , q : 24,5 kN/m²

tensão de empuxo devido à sobrecarga , $T_q = q \cdot K_a = 6,36$ kN/m²

* tração na fita devida à sobrecarga , $T_q = T_q \cdot A_i = 3,55$ kN *

tensão de empuxo devido ao peso do solo , $T_\gamma = \gamma \cdot h \cdot K_a = 45,3$ kN/m²

* tração na fita devida ao empuxo do solo , $T_\gamma = T_\gamma \cdot A_i = 25,3$ kN *

* tração atuante na fita , $T_{\text{máx}} = T_q + T_\gamma = 28,8$ kN *

tração limite na fita na seção plena , $T_{r1} = T_{r\text{PLENA}} / \gamma_r \cdot e_s / e_o = 37$ kN

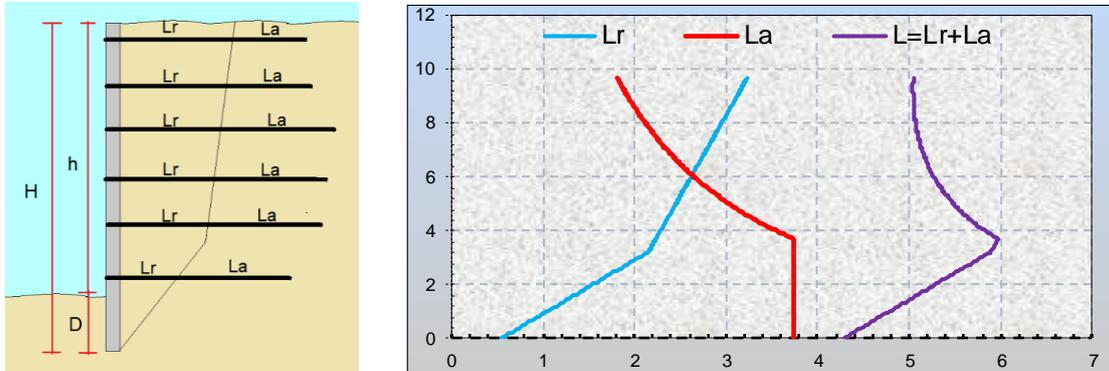
a tração atuante é menor que a limite

tração limite na seção reduzida pelo furo do parafuso , $T_{r2} = T_{r1} \cdot b'/b / \alpha = 32$ kN

a tração atuante é menor que a limite

altura máxima, 9,7m

COMPRIMENTOS DE FITA



altura mecânica do maciço, $H = h + D = 10,78\text{m}$

profundidade de comprimento máximo, $zL = 6,01\text{m}$

coef. de aderência solo-fita em zL , $f^*L = 1,5 \times (1 - 6/Z_0) + \text{tg}(36) \times 6/Z_0 = 0,73\text{m}$

comprimento na zona de ruptura, $L_r = 0,2 \times H + (0,6 \times H - zL) / 6 = 2,23\text{m}$

comprimento de aderência, $L_a = \gamma_f \times K_a \times A_i / (2 \times b \times f^*L) = 3,74\text{m}$

comprimento total calculado na profundidade considerada, $L = L_a + L_r = 5,97\text{m}$

comprimento empregado, $L = 7,22\text{m}$ (mínimo de norma, $0,67 \times H$)

Tombamento :

$$x_1 = L/2 = 3,61 \text{ m}$$

$$z' = H/3 = 3,59 \text{ m}$$

$$F_s = W_1 \cdot x_1 / (P_a \cdot z') = 1260,81 \times 3,61 / (219,85 \times 3,59) = 5,8$$

Segurança ao tombamento : 5,77

Deslizamento :

$$F_s = W_1 \cdot \text{tg}(2\phi/3) / P_a = 1260,81 \times \text{tg}(2 \times 36/3) / 219,85 = 2,6$$

Segurança ao deslizamento : 2,55

Capacidade de carga :

peso específico natural do solo de fundação, γ_2 : 18 kN/m³ N_c : 14,8

tensão resistente adotada para o solo de fundação, C_2 : 100 kN/m² N_γ : 3,5

$$e = L/2 - ((W_1 \cdot x_1) - (P_a \cdot z')) / W_1 = 3,61/2 - ((1260,81 \times 3,61) - (219,85 \times 3,59)) / 1260,81 = -1,2 \text{ m}$$

$$L' = L - 2 \cdot e = 7,22 - 2 \times -1,18 = 9,58 \text{ m}$$

$$\text{tensão resistente, } T_{\text{últ}} = C_2 \cdot N_c + \gamma_2 / 2 \cdot L' \cdot N_\gamma = 100 \times 14,8 + 18/2 \times 9,58 \times 3,5 = 1781,77 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tensão solicitante, } T_{v(h)} = \gamma_1 \cdot h = 18 \times 9,7 = 174,6 \text{ kN/m}^2$$

$$F_s = T_{\text{últ}} / T_{v(h)} = 1781,77 / 174,6 = 10$$

Segurança quanto à capacidade de carga do solo fundação : 10,2

-coeficientes empregados

Tabela D.3 – Valores da espessura total de sacrifício “e_s”
Dimensões em milímetros

Classificação da obra	Vida útil mínima projetada							
	5 anos		30 anos		50 anos		70 anos	
	Material da armadura							
	A	AZ	A	AZ	A	AZ	A	AZ
Obras não inundáveis	0,50	0	1,50	0,50	2,25	0,75	3,00	1,00

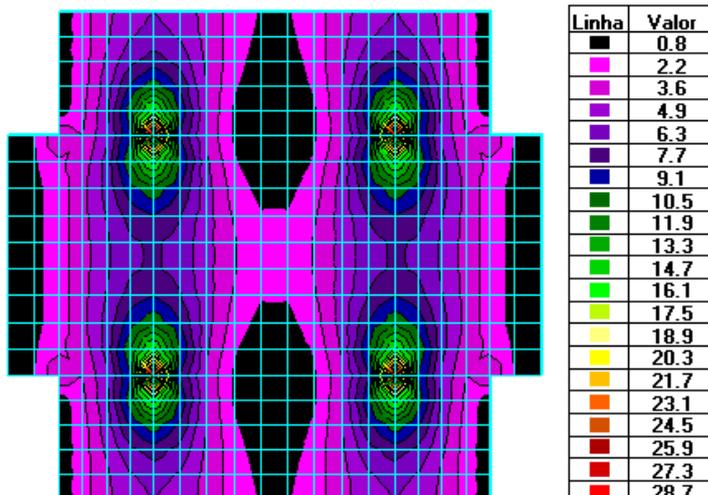
A = aço de baixo teor de carbono sem revestimento
AZ = aço galvanizado

Verificações e dimensionamentos acima adotam valores para espessuras de sacrifício na fita e fatores de capacidade de carga no solo conforme norma vigente. Premissas conservadoras foram adotadas quando com dados indisponíveis.

Tabela 7.3 – Valores dos fatores de capacidade de carga - N_c, N_q e N_γ (Terzaghi e Peck, 1967)

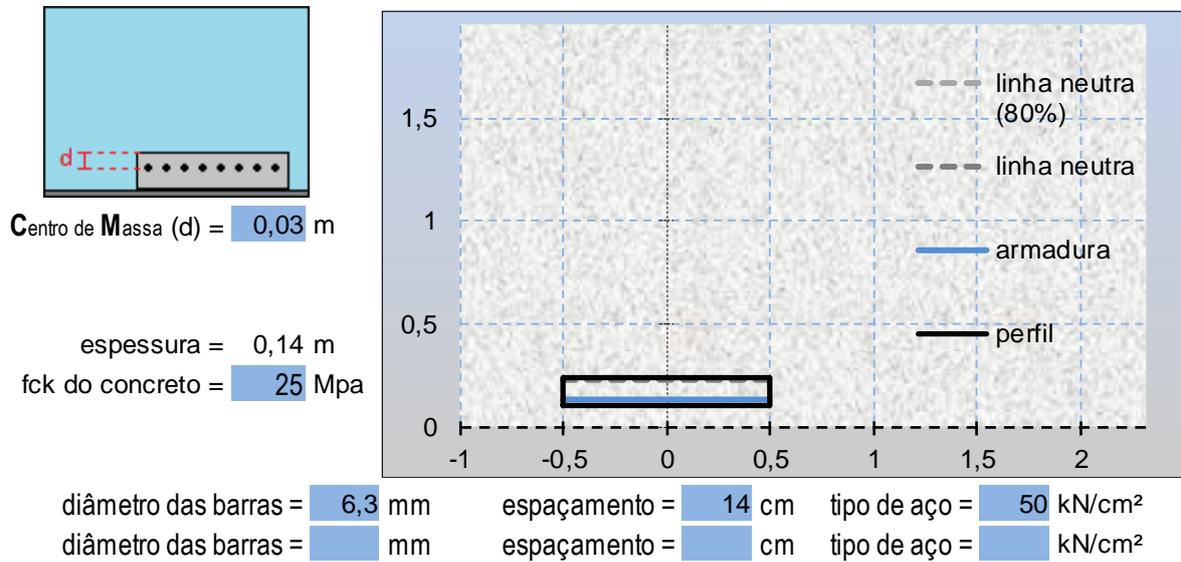
φ	0°	5°	10°	15°	20°	22,5°	25°	27,5°	30°	32,5°	35°	37,5°	40°	42,5°
N _c	5,1	6,5	8,3	11,0	14,8	17,5	20,7	24,9	30,1	37,0	46,1	58,4	75,3	99,2
N _q	1,0	1,6	2,5	3,9	6,4	8,2	10,7	13,9	18,4	24,6	33,3	45,8	64,2	91,9
N _γ	0,0	0,3	0,7	1,6	3,5	5,0	7,2	10,4	15,2	22,5	33,9	54,5	81,8	131,7

2.2.7.4.3. Dimensionamento da armação das placas de concreto



Armadura HORIZONTAL da face INTERIOR

Tração à face interior : 2,87MPa



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 22866,66667 cm⁴

distância do CG até a face comprimida = 7 cm

momento solicitante = 919,7202 kN.cm = 0,94 t.m = 9,197202 kN.m

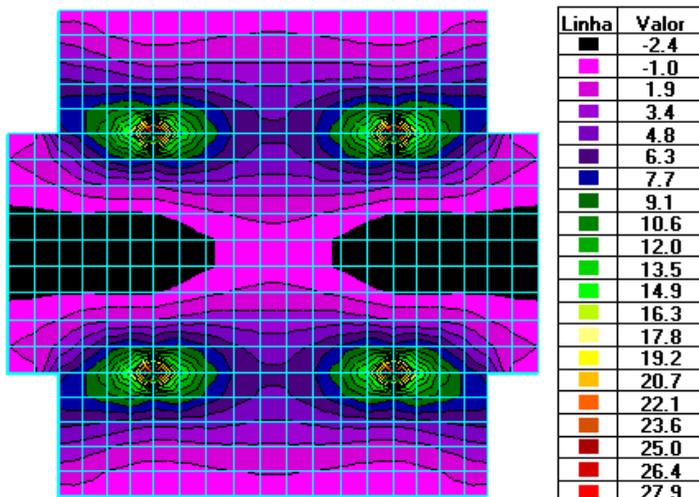
2,227 cm² de aço nas barras = 96,81 kN de resistência (Rsd)

distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 0,8 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 96,81 kN

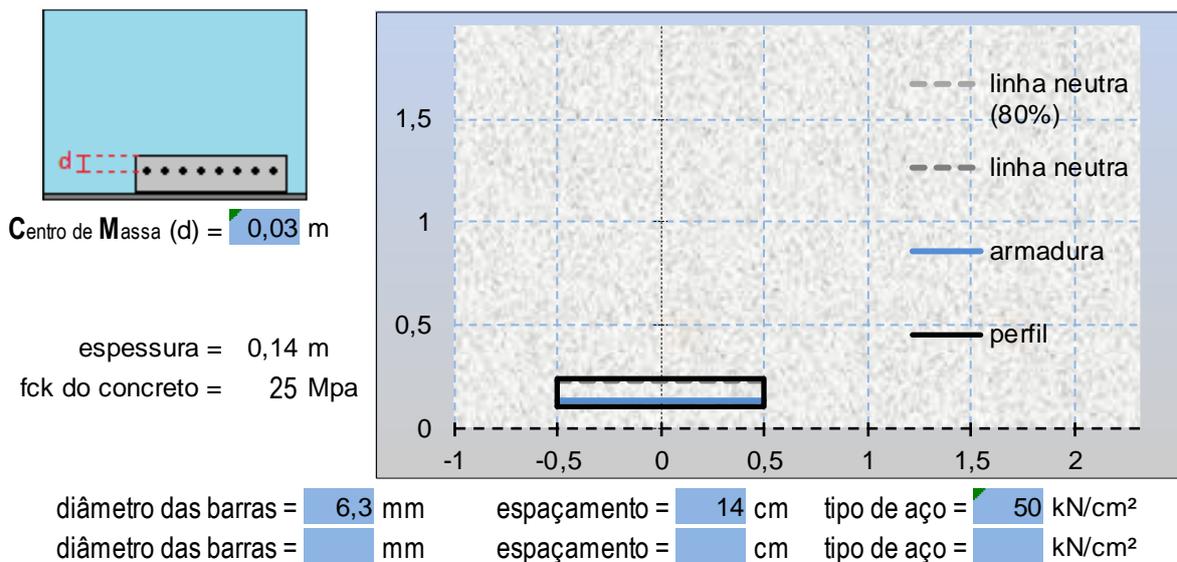
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 10,34 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 10,340251 kN.m (7,3858939 kN.m se dividido por 1,4)



Armadura VERTICAL da face INTERIOR

tração à face interior : 2,79MPa



CÁLCULO DA ARMADURA

momento de inércia da seção = 22866,66667 cm⁴

distância do CG até a face comprimida = 7 cm

momento solicitante = 894,0834 kN.cm = 0,91 t.m = 8,940834 kN.m

2,227 cm² de aço nas barras = 96,81 kN de resistência (Rsd)

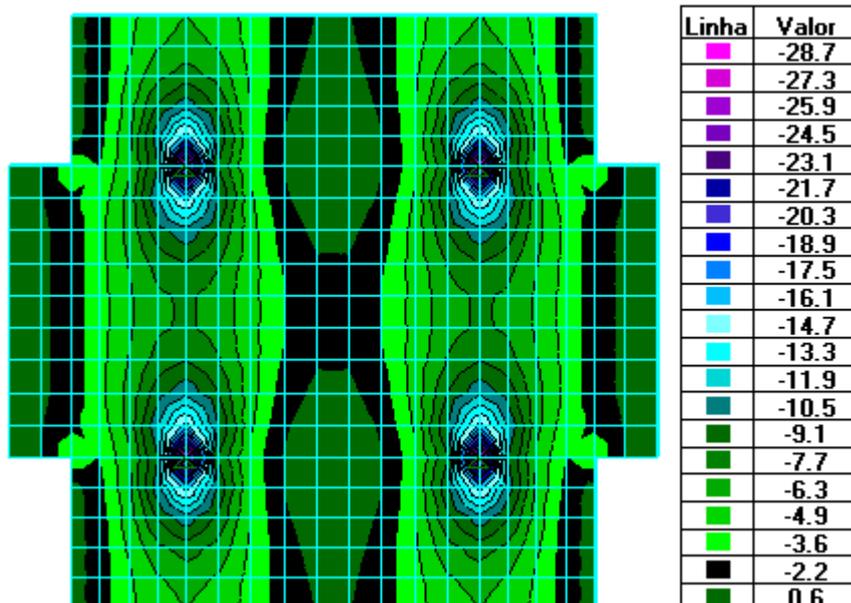
distância entre a linha neutra e a face comprimida (x) = 0,8 cm

resistência da área de concreto comprimida (Rcwd) = 96,81 kN

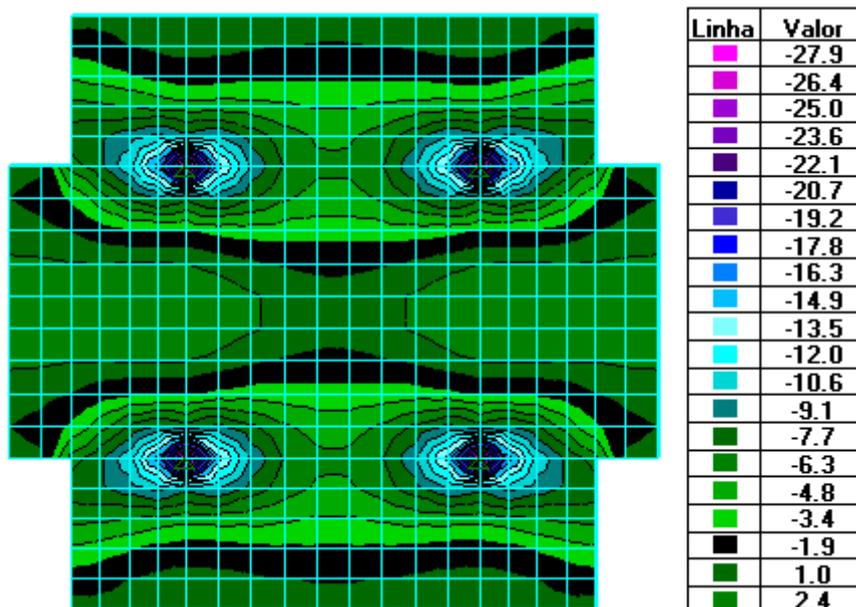
momento resistente da área de concreto (Mcwd) = 10,04 kN.m

momento último resistente M(u) = Mcwd = 10,035304 kN.m (7,1680739 kN.m se dividido por 1,4)

Face EXTERIOR



Tração à face exterior : 0,06MPa



Tração à face exterior : 0,2Mpa

A análise de tensões indica que à face exterior atua ora compressões, ora trações desprezáveis, permitindo o emprego de armadura simples (barras apenas na face interior).



2.2.8. Quantitativos de Projeto

A seguir, estão os quantitativos para a execução das obras do Viaduto da Rua XV de Novembro e de suas Contenções.

SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVEMBRO OBRA 01			
INFRAESTRUTURA			
ESTACAS RAIZ D = 450mm EM SOLO			
2306180	ESTACA RAIZ Ø450MM - TRECHO EM SOLO (INCLUSO ARGAMASSA CIMENTO AREIA)	M	158,64
2306071	ESTACAS RAIZ Ø400MM - TRECHO EM ROCHA (INCLUSO ARGAMASSA CIMENTO AREIA)	M	64,00
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	5900,27
BLOCOS DE FUNDAÇÃO 2,5X2,5X1,1			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	40,00
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	2742,00
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	27,50
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	27,50
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	27,50
1106057	CONCRETO MAGRO - CONFECÇÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	1,25
VIGA DE RIGIDEZ			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	9,66
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	167,62
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	1,89
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	1,89
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	1,89
ENCONTROS			
TRAVESSA DO ENCONTRO			



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVEMBRO OBRA 01			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	126,31
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	4702,60
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	35,23
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	35,23
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	35,23
LAJE DE TRANSIÇÃO			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	57,96
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	2449,00
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	19,92
1106057	CONCRETO MAGRO - CONFECÇÃO EM BETONEIRA E LANÇAMENTO MANUAL - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	19,92
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	19,92
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	19,92
MESOESTRUTURA			
PILARES CIRCULARES D=80CM			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	56,73
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1107,82
1106280	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 30 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	11,30
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	11,30
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	11,30
SUPERESTRUTURA			
VIGAS LONGARINAS PRÉ MOLDADAS 20m			
3806420	LANÇAMENTO DE VIGA PRÉ-MOLDADA DE ATÉ 500 KN COM UTILIZAÇÃO DE GUINDASTE	UN	4,00
5915400	CARGA, DESCARGA E MANOBRA DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS DE ATÉ 500KN EM CAVALO MECÂNICO COM DOLLY DE 4 EIXOS COM CAPACIDADE DE 57T	UN	4,00



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVEMBRO OBRA 01			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	328,96
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	137,32
4507956	CORDOALHA CP 190 RB D = 12,7 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	KG	1622,64
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	37,76
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	37,76
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	37,76
4507755	ANCORAGEM ATIVA COM 12 CORDOALHAS ADERENTES D = 12,7MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	UN	16,00
4507835	BAINHA METÁLICA REDONDA D = 65MM PARA 12 CORDOALHAS D = 12,7MM - FORNECIMENTO, INSTALAÇÃO E INJEÇÃO DE NATA DE CIMENTO	M	167,00
VIGAS TRANSVERSINAS			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	19,38
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	242,52
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	1,73
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	1,73
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	1,73
LAJE DO TABULEIRO			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	20,10
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	3299,63
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	30,75
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	30,75
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFECÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	30,75
GUARDA RODAS			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFECÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	83,20
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	1037,63



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVEMBRO OBRA 01			
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	4,40
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	4,40
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	4,40
LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L1			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	4,80
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	436,37
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	2,80
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	2,80
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	20,00
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	2,80
LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L2			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	21,84
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	953,71
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	9,52
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	9,52
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	28,00
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	9,52
LAJOTAS PRÉ-MOLDADAS L3			
3108005	FORMAS DE COMPENSADO RESINADO 14 MM - USO GERAL - UTILIZAÇÃO DE 3 VEZES - CONFEÇÃO, INSTALAÇÃO E RETIRADA	M ²	9,36
407819	ARMAÇÃO EM AÇO CA-50 - FORNECIMENTO, PREPARO E COLOCAÇÃO	KG	408,73
1106382	CONCRETO PARA BOMBEAMENTO FCK = 35 MPA - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H - AREIA E BRITA COMERCIAIS	M ³	4,08
1100657	ADENSAMENTO DE CONCRETO POR VIBRADOR DE IMERSÃO	M ³	4,08
3806426	LANÇAMENTO DE PRÉ - LAJE COM UTILIZAÇÃO DE GUINDAUTO	T	12,00



SICRO	DESCRIÇÃO SICRO NOVO	UNIDADE	QUANTIDADE
PR-151 - VDT XV DE NOVENBRO OBRA 01			
1106088	LANÇAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO COM BOMBA REBOCÁVEL COM CAPACIDADE DE 30 M ³ /H - CONFEÇÃO EM CENTRAL DOSADORA DE 30 M ³ /H	M ³	4,08
SERVIÇOS COMPLEMENTARES			
307731	APARELHO DE APOIO DE NEOPRENE FRETADO PARA ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	DM ³	16,00
2007971	DRENO DE PVC D = 100 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	6,00
307084	LÁBIOS POLIMÉRICOS EM JUNTA DE PAVIMENTO DE CONCRETO - L = 20 MM E H = 30 MM - CONFEÇÃO E ASSENTAMENTO	M	18,40
307737	JUNTA DE DILATAÇÃO EM ELASTÔMERO E PERFIL VV - L = 50 MM E H = 80 MM - FORNECIMENTO E INSTALAÇÃO	M	18,40



3. ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA

Projeto Executivo – Volume 03-D – Memória de Cálculo de Estruturas - OAEs



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul



ART Número
12574517

Tipo: PRESTAÇÃO DE SERVIÇO **Participação Técnica:** INDIVIDUAL/PRINCIPAL
Convênio: NÃO É CONVÊNIO **Motivo:** NORMAL

Contratado

Carteira: RS163231 **Profissional:** GIOVANE DE MORAES FERREIRA **E-mail:** giovane.ferreira@gmail.com
RNP: 2207447545 **Título:** Engenheiro Civil
Empresa: LIMINE CONSULTORIA E ENGENHARIA SOCIEDADE SIMPLES **Nr.Reg.:** 227961

Contratante

Nome: STE SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA SA. **E-mail:**
Endereço: RUA SALDANHA DA GAMA 225 **Telefone:** 5134154000 **CPF/CNPJ:** 88.849.773/0001-98
Cidade: CANOAS **Bairro.:** HARMONIA **CEP:** 92310630 **UF:** RS

Identificação da Obra/Serviço

Proprietário: DEPARTAMENTO DE ESTRADA DE RODAGEM DO PARANÁ DERPR
Endereço da Obra/Serviço: Rodovia PR-151 TRECHO PONTA GROSSA - PALMEIRA **CPF/CNPJ:** 76669324000189
Cidade: PONTA GROSSA **Bairro:** **CEP:** **UF:** PR
Finalidade: PÚBLICO **Vlr Contrato(RS):** 550.000,00 **Honorários(RS):**
Data Início: 03/03/2022 **Prev.Fim:** 03/03/2024 **Ent.Classe:**

Atividade Técnica	Descrição da Obra/Serviço	Quantidade	Unid.
Projeto	VISTORIA E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL PI SOBRE RFFSA KM340,5	480,00	M²
Projeto	VISTORIA E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL PONTE SB. RIO TIBAGI KM343,0	594,40	M²
Projeto	VISTORIA E AVALIAÇÃO ESTRUTURAL PONTE SB. RIO CANIU KM359,3	600,00	M²
Projeto	VISTORIA E AVALIAÇÃO EST. PONTE SOBRE RIO FORQUILHA KM374,7	1.500,00	M²
Projeto	PROJETO BÁSICO PASSARELA DE PEDESTRE EST.154+12,83M	690,00	M²
Projeto	PROJETO BÁSICO VIADUTO SOBRE A RFFSA EST. 168	865,80	M²
Projeto	PROJETO BÁSICO ALARGAMENTO PONTE SOBRE RIO TIBAGI EST.285	357,50	M²
Projeto	PROJETO BAS./EXEC. DUPLICAÇÃO PONTE SOBRE RIO TIBAGI EST.285	958,76	M²
Projeto	PROJETO BAS./EXEC. VIADUTO ENTRONCAMENTO COM A PR438 EST.329	740,00	M²
Projeto	PROJETO BASICO VIADUTO DE INTERSEÇÃO COM A PR-151 EST.71	610,00	M²
Projeto	PROJETO BASICO VIADUTO SOBRE A RFFSA EST.31	2.512,00	M²
Projeto	PROJETO BÁS./EXEC. VIADUTO RETORNO OPERACIONAL 05 EST. 1342	396,00	M²
Projeto	PROJETO BAS./EXEC. ALA. PON. SOBRE O RIO FORQUILHA EST. 1869	1.380,40	M²
Projeto	PROJETO BAS./EXEC VIAD. SOBRE INT. TIPO ROT. ALONG. EST.1915	408,00	M²
Projeto	PROJETO BAS./EXEC MURO DE CONTENÇÃO EST.1915	3.431,00	M²
Projeto	PROJETO BÁS./EXEC. VIADUTO DE INTERSEÇÃO BR-277	1.050,00	M²

ART registrada (paga) no CREA-RS em 19/05/2023

<p><i>Porto Alegre, 19/05/2023</i></p> <p>Local e Data</p>	<p>Declaro serem verdadeiras as informações acima</p> <p><i>Giovane de M. Ferreira</i></p> <p>GIOVANE DE MORAES FERREIRA</p> <p>Profissional</p>	<p>De acordo</p> <p><i>[Assinatura]</i></p> <p>STE SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA SA.</p> <p>Contratante</p>

A AUTENTICIDADE DESTA ART PODE SER CONFIRMADA NO SITE DO CREA-RS, LINK SOCIEDADE - ART CONSULTA.



Anotação de Responsabilidade Técnica - ART
Lei nº 6.496, de 7 de dezembro de 1977
Conselho Regional de Engenharia e Agronomia do Rio Grande do Sul



CREA-RS
 Conselho Regional de Engenharia
 e Agronomia do Rio Grande do Sul

ART Número
12574517

Contratado

Nr.Carteira: RS163231 **Profissional:** GIOVANE DE MORAES FERREIRA **E-mail:** giovane.ferreira@gmail.com
Nr.RNP: 2207447545 **Título:** Engenheiro Civil
Empresa: LIMINE CONSULTORIA E ENGENHARIA SOCIEDADE SIMPLES **Nr.Reg.:** 227961

Contratante

Nome: STE SERVIÇOS TÉCNICOS DE ENGENHARIA SA. **E-mail:**
Endereço: RUA SALDANHA DA GAMA 225 **Telefone:** 5134154000 **CPF/CNPJ:** 88.849.773/0001-98
Cidade: CANOAS **Bairro:** HARMONIA **CEP:** 92310630 **UF:** RS

RESUMO DO(S) CONTRATO(S)

Contrato CONSORCIO STE/ENGEMIN: Objeto do Contrato: Contratação de empresa de consultoria para elaboração de projeto executivo de engenharia ampliação da capacidade e duplicação da Rodovia PR151, e implantação do Contorno Rodoviário de Palmeira, trecho Ponta Grossa a Palmeira, no Estado do Paraná, na extensão estimada de 49,11 km. Contrato nº 041/2020 DER/DT
 Valor total do contrato R\$ 1.537.440,82 (um milhão quinhentos e trinta e sete mil, e quatrocentos e quarenta reais e oitenta e dois centavos). Consórcio STE/Engemin - PR-239, formado pelas empresas STE - Serviços Técnicos de Engenharia S/A (50%) na condição de líder e Engemin - Engenharia e Geologia Ltda (50%).

<p><i>Porto Alegre, 13/05/2009</i> Local e Data</p>	<p>Declaro serem verdadeiras as informações acima</p> <p><i>Giovane de M. Ferreira</i> Profissional</p>	<p>De acordo</p> <p><i>[Assinatura]</i> Contratante</p>
--	--	--



4. TERMO DE ENCERRAMENTO



4. TERMO DE ENCERRAMENTO

O Consórcio formado pelas empresas STE - Serviços Técnicos de Engenharia S.A. (líder do Consórcio) e ENGEMIN – Engenharia e Geologia Ltda apresentou seu Volume 03-D – Memória de Cálculo de Estruturas – OAEs e Obras de Contenção. Este documento integra a Elaboração do Projeto Executivo de Engenharia de Ampliação da Capacidade e Duplicação da Rodovia PR-151, e Implantação do Contorno Rodoviário de Palmeira, Trecho Ponta Grossa a Palmeira, no Estado do Paraná, numa extensão estimada de 49,11 km, objeto do contrato celebrado com o Departamento Estadual de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR, composto pelos seguintes subtrechos:

- **Subtrecho 01:** Duplicação, Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-151, Trecho: Interseção BR-376 (Ponta Grossa) - Entroncamento PR-438 (extensão: 6,80 km);
- **Subtrecho 02: Restauração e Ampliação de Capacidade da Rodovia PR-151, Trecho: Entroncamento PR-438 – Interseção BR-277 (Palmeira) (extensão: 33,31 km);**
e
- **Subtrecho 03:** Implantação do Contorno Rodoviário de Palmeira (extensão: 9 km).

Os principais elementos deste contrato estão descritos a seguir:

- Concorrência 007/2019 DER/DT - SDP Nº: 003/2019-DER/DT
- Contrato: 041/2020 DER/DT (11/03/2020)
- Ordem de Serviço: 019/2020 DT (10/08/2020)
- Prazo de Execução: 18 (dezoito) meses

Pinhais/PR, setembro/2023.

Eng. Jacidio Albini Salgado

CONSÓRCIO STE - ENGEMIN