

**PONTILHÃO – VILA DULCE BARREIRINHAS**  
VIA URBANA E OBRA DE ARTE CORRENTE

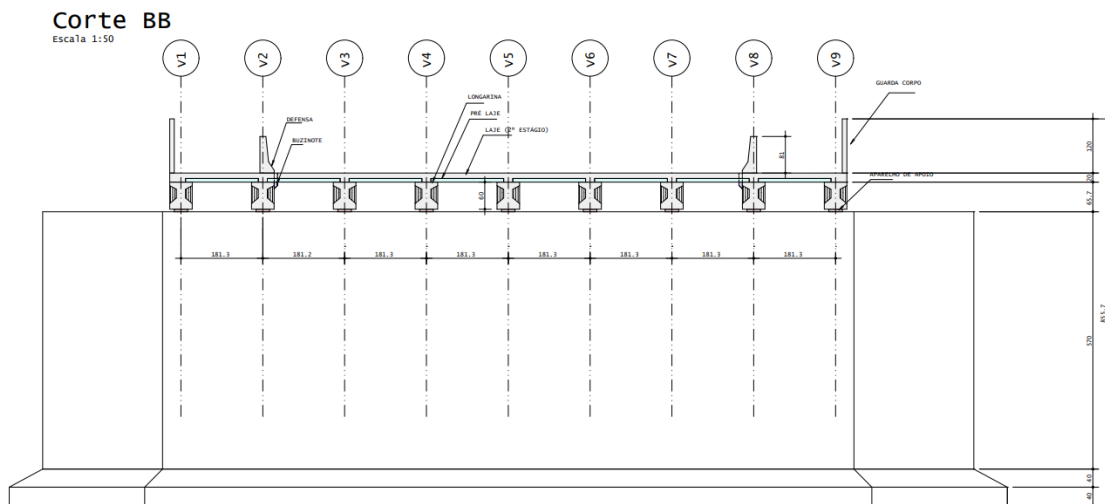
**MEMORIAL DE CÁLCULO**

00	03/12/25	EMIÇÃO INICIAL	WDS	CAIC	WDS			
REVISÃO	DATA	NATUREZA DA REVISÃO	ELAB.	VERIF.	APROV.			
<b>CONTRATANTE:</b>			<b>CONTRATADA:</b>					
 <p><b>PREFEITURA DE</b> <b>BARREIRAS</b> CAPITAL DO PRESENTE E DO FUTURO</p>			 <p><b>WDS</b> ENGENHARIA</p>					
<b>EMPREENHIMENTO:</b>								
OAC VIA VILA DULCE BARREIRINHAS								
<b>ETAPA:</b>								
PROJETO EXECUTIVO DE ESTRUTURA DE CONCRETO - OAC								
<b>TÍTULO:</b>								
MEMORIAL DESCRITIVO								
<b>ELABORAÇÃO:</b>	<b>VERIFICAÇÃO:</b>	<b>APROVAÇÃO:</b>	<b>RESP. TÉCNICO:</b>	<b>CREA/ CAU Nº</b>				
WECSLEI	CAIC	WDS	WECSLEI	0508337020				
			<b>DATA:</b>	<b>FOLHA:</b>	<b>DE:</b>			
			03/12/25	1	09			
<b>ARQUIVO:</b>				<b>REVISÃO:</b>				
MD_OAC_EX_PMB-PVB_R00				00				

## Sumário

<b>Ações consideradas</b> .....	10
<b>Modelo estrutural</b> .....	12
<b>Esforços solicitantes nas longarinas</b> .....	14
Dados iniciais .....	25
Empuxo.....	26
Forças .....	27
Verificação quanto ao tombamento .....	27
Verificação quanto ao deslizamento .....	28
Capacidade de carga da fundação .....	28
Dimensionamento .....	29





### 3. CARREGAMENTOS DA OAC

#### 3.1. Carregamentos permanentes (g)

- Defensas (g1)

$$g1 = (A_{def} \times 1) \times \gamma_{concreto}$$

$$g1 = (0.2367 \times 1) \times 25$$

$$g1 = 5,92 \text{ KN/m}$$

- Laje (g2)

$$g2 = (h_{lj} \times 1) \times \gamma_{concreto}$$

$$g2 = (0.18 \times 1) \times 25$$

$$g2 = 4.5 \text{ KN/m}^2$$

- Revestimento (g3)

$$g3 = (h_{rev} \times 1) \times \gamma_{rev} + \frac{2 \text{ KN}}{\text{m}^2}$$

$$g3 = (0,06 \times 1) \times 24 + 2 \text{ KN/m}^2$$

$$g3 = 3,44 \text{ KN/m}^2 + \text{enchimento } (1.04 \text{ KN/m}^2) = 4.48 \text{ KN/m}^2$$

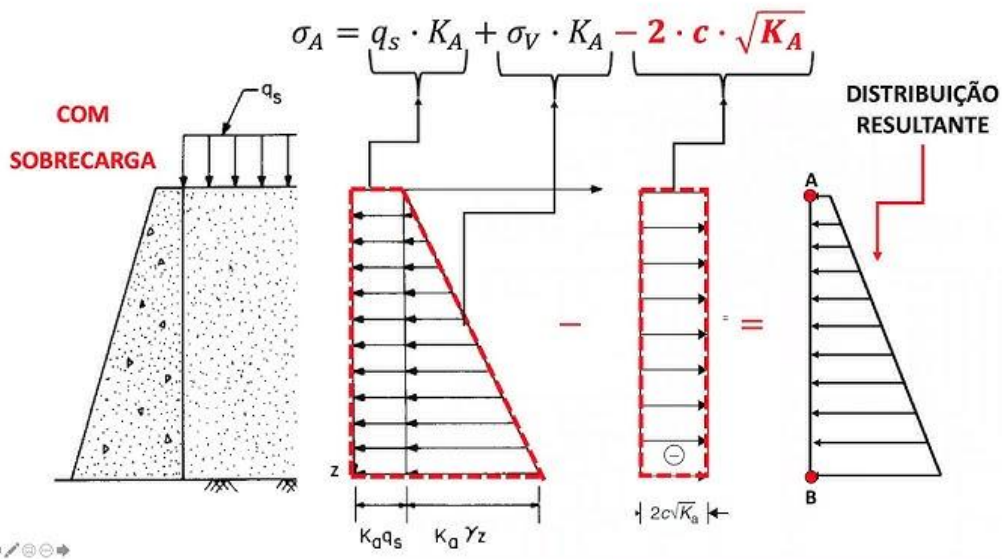
- Peso das vigas

$$g_{vg} = (A_{vig} \times 1) \times \gamma_{concreto}$$

$$g_{vg} = (0.2522 \times 1) \times 25$$

$$g_{vg} = 6,3 \text{ KN/m}$$

- Empuxo de terra e sobrecarga



$$\gamma_{\text{solo}} = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$q_s = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{30}{2} \right)$$

$$K_a = 0,33$$

$$\text{Tensão no ponto a} = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tensão no ponto b} = 18 \times 5 + 5 = 95 \text{ KN/m}^2$$

Empuxo Ativo ponto A=

$$\sigma_a = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_a = 5 \cdot 0,33 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,33}$$

$$\sigma_a = 9,12 \text{ KN/m}^2$$

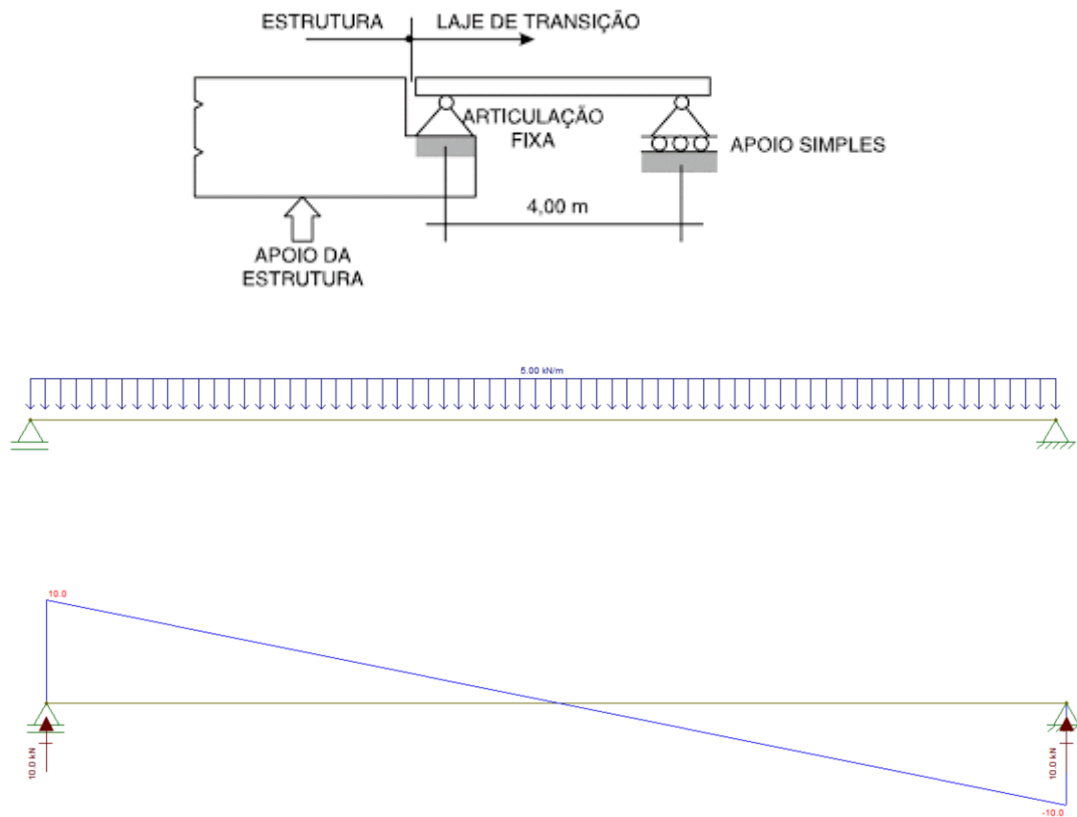
Empuxo Ativo ponto B=

$$\sigma_b = \sigma_v \cdot K_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a}$$

$$\sigma_b = 95 \cdot 0,33 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,33}$$

$$\sigma_b = 19,86 \text{ KN/m}^2$$

- Carregamento da laje de aproximação



$$g_{lap} = (0,2 \cdot 1) \cdot \gamma_{concreto} = 5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Reação na ponte} - 10 \text{ kN/m}$$

$$q_{lap} = 5 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow 10 \text{ kN/m}$$

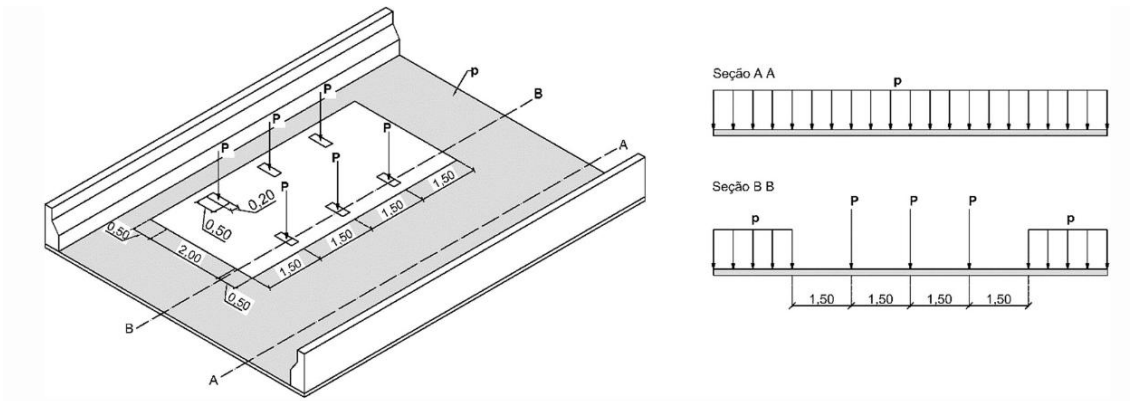
- Guarda corpo

$$g_{gp} = 2 \text{ kN/m}$$

### 3.2. Carregamentos Variáveis (Q)

- Carga Móvel





$Q = P \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$  para cargas concentradas

$q = p \cdot CIV \cdot CNF \cdot CIA$  para cargas distribuídas

Será adotado o TB450, apesar de se tratar de uma obra de estrada vicinal.

$P = 75 \text{ KN}$

$p = 5 \text{ KN/m}^2$

Coeficiente de impacto vertical:

$CIV = 1,35$  para vãos inferiores a 10 m

$CIV = 1 + 1,06 \cdot \left( \frac{20}{LIV + 50} \right)$  para vãos entre 10 m e 200 m e LIV é o vão real

$CIV = 1,35$

Coeficiente de número de faixas:

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

$CNF = 1,0$

Coeficiente de Impacto adicional:

$CIA = 1,25$

Frenagem de aceleração:

$Hfr = 0,05 \cdot p \cdot B \cdot L \cdot CNF$  onde  $Hfr > 0,30 \cdot (6 \cdot P)$

$Hfr = 0,05 \cdot 5 \cdot 5 \cdot 8 \cdot 1,25$

$Hfr = 12,50 \text{ KN}$

$Hfr > 0,30 \cdot (6 \cdot 75) = 135 \text{ KN}$

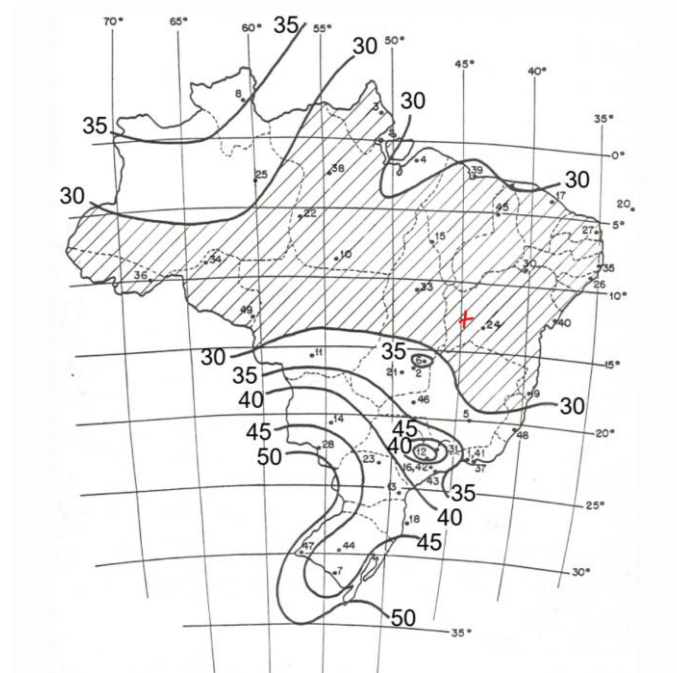
Adota-se 135KN.

- Vento

$$V_k = V0.S1.S2.S3$$

$$q = 0,613V_k^2$$

Em Barreiras a Velocidade Básica é 30 m/s



Fator topográfico: 1,00 terreno plano

Fator de Rugosidade: Cat III – menor que 10 m classe A = 1,00

Fator Estatístico: S3 = 1,1

Velocidade:

$$V_k = 30.1,00.1,1$$

$$V_k = 33,00$$

A pressão de vento será:

$$q = 0,613(33,00)^2$$

$$q = 667,55 \frac{N}{m^2} = 0,667 \frac{KN}{m^2}$$



Força de arrasto:

$$Fa = q \cdot Ca \cdot Ae$$

Relações:

$$\frac{h}{L1} = \frac{8,10}{75} = 0,108$$

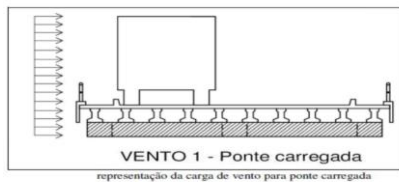
$$\frac{L1}{L2} = \frac{75}{14} = 5,35$$

Extrapolando - CA = 1,30

$$Fa = 0,667 \cdot 1,2 \cdot (2,50 \cdot 8)$$

$$Fa = 26,68 \text{ KN}$$

Alternativamente comparamos com as hipóteses da NB-2 e NBR 613/2023



Hipotese-01 ponte descarregada:

$$Fa1 = 1,5 * (2,5 * 8) = 30,00 \text{ KN}$$

Hipotese-02 ponte carregada:

$$Fa2 = 1,0 * ((2,5 + 2) * 8) = 36,00 \text{ KN}$$

#### 4. DIMENSIONAMENTO

##### 4.1. Dimensionamento das Longarinas

##### 4.1.1. Esforços nas longarinas

#### **Geometria:**

Largura = 1500 cm

Comprimento = 800 cm

Espessura da laje = 20 cm

Módulo de elasticidade longitudinal (Laje):  $E_c = 30672 \text{ MPa}$

Nº de vigas = 9

Tabela: Propriedades das vigas

VIGA	x)cm	$A_c \text{ (m}^2\text{)}$	$I_c$ ({{UNINERC IA}})*	$E_c \text{ MPa}$	$G_c \text{ MPa}$
V1	25.00	0.25225	0.05126	30672	12268
V2	206.25	0.25225	0.05928	30672	12268
V3	387.50	0.25225	0.05928	30672	12268
V4	568.75	0.25225	0.05928	30672	12268
V5	750.00	0.25225	0.05928	30672	12268
V6	931.25	0.25225	0.05928	30672	12268
V7	1112.50	0.25225	0.05928	30672	12268
V8	1293.75	0.25225	0.05928	30672	12268
V9	1475.00	0.25225	0.05126	30672	12268

\* Inércia da viga com a consideração da laje do tabuleiro

## Ações consideradas

### Carga permanente:

Peso próprio viga pré-moldada:  $g_{1,k} = A_c \cdot \text{peso específico} = 0.252 \cdot 25 = 6.31 \text{ kN/m}$

Peso próprio da laje do tabuleiro:  $g_{2,k} = h_{\text{Laje}} \cdot \text{peso específico} = 0.2 \cdot 25 = 5 \text{ kN/m}^2$

Revestimento:  $g_{3,k} = h_{\text{rev}} \cdot \gamma_c + g_{sc} = \{\{\text{PESOREV}\}\}$

Guarda-Rodas:  $g_{4,k} = A_c \cdot \gamma_c = 0.32 \cdot 25 = 8 \text{ kN/m}$

### Carga móvel:

Como carregamento móvel foi considerado o veículo tipo , de acordo com a NBR 7188:2012 (Carga rodoviária e de pedestres em pontes, passarelas e outras estruturas):TB450

$$Q = P.CIV.CNF.CIA \quad q = p.CIV.CNF.CIA$$

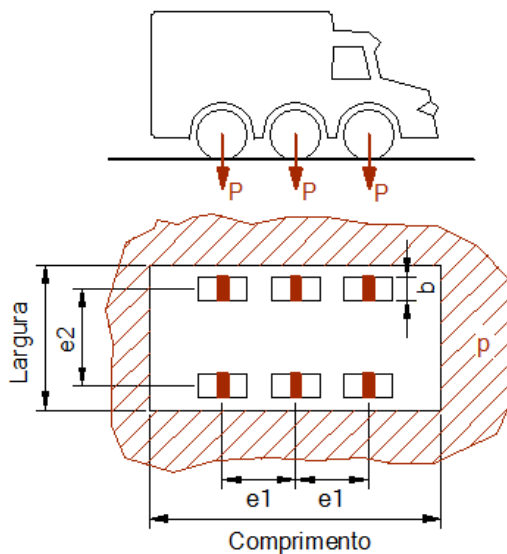
Sendo:

$P =$  , é a carga concentrada por roda; 75 kN

$p =$  , é a carga de multidão, uniformemente distribuída; 3 kN/m<sup>2</sup>

$p' =$  , é a carga de pedestres, uniformemente distribuída; 5 kN/m<sup>2</sup>  
CIV o coeficiente de impacto vertical;  
CNF o coeficiente de número de faixas;

CIA o coeficiente de impacto adicional, aplicável somente para o dimensionamento de elementos de juntas estruturais e extremidade da obra.



#### - Coeficientes CIV e CNF:

O coeficiente de impacto vertical é dado por:

$CIV = 1,35$ , para estruturas com vão menor que 10 m;

$CIV = 1 + 1,06[20/(L_{iv}+50)]$ , para estruturas com vão entre 10 e 200 m.

Sendo  $L_{iv}$  o comprimento da longarina.

O coeficiente de número de faixas é dado por:

$$CNF = 1 - 0,005 (n-2)$$

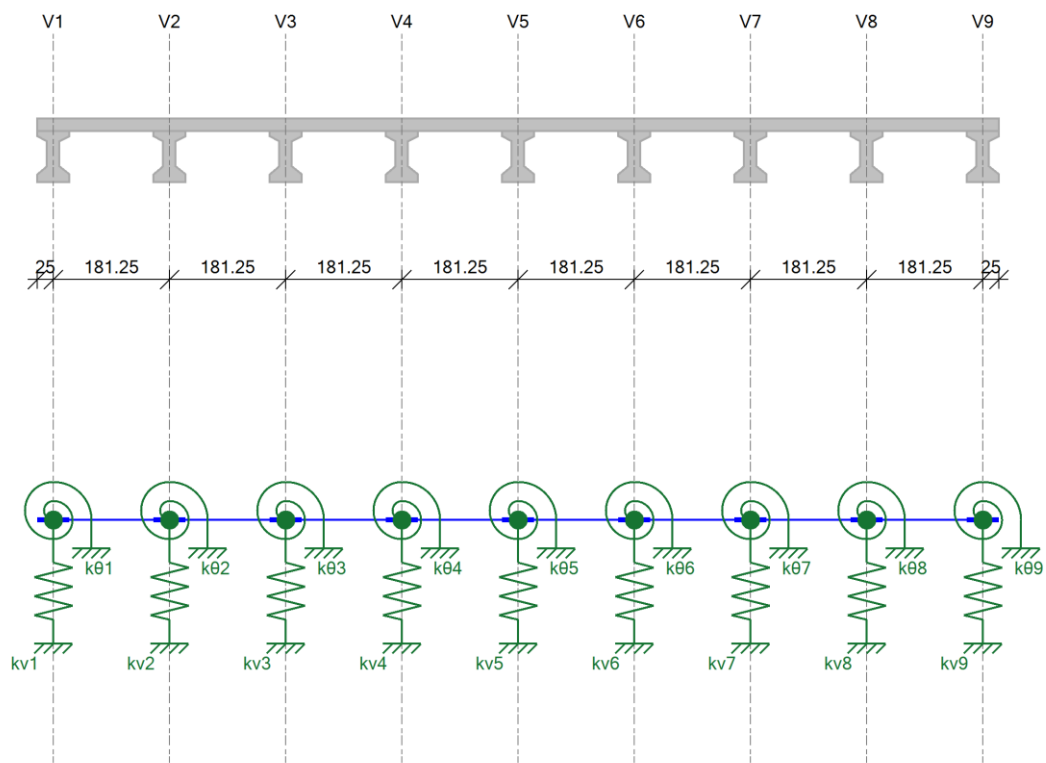
Sendo:

$n$  é a parte inteira da razão  $B/3,5$ ;

$B$  é a largura do tabuleiro rodoviário transversalmente contínuo em metros, a ser carregado para uma determinada hipótese de carga.

# Modelo estrutural

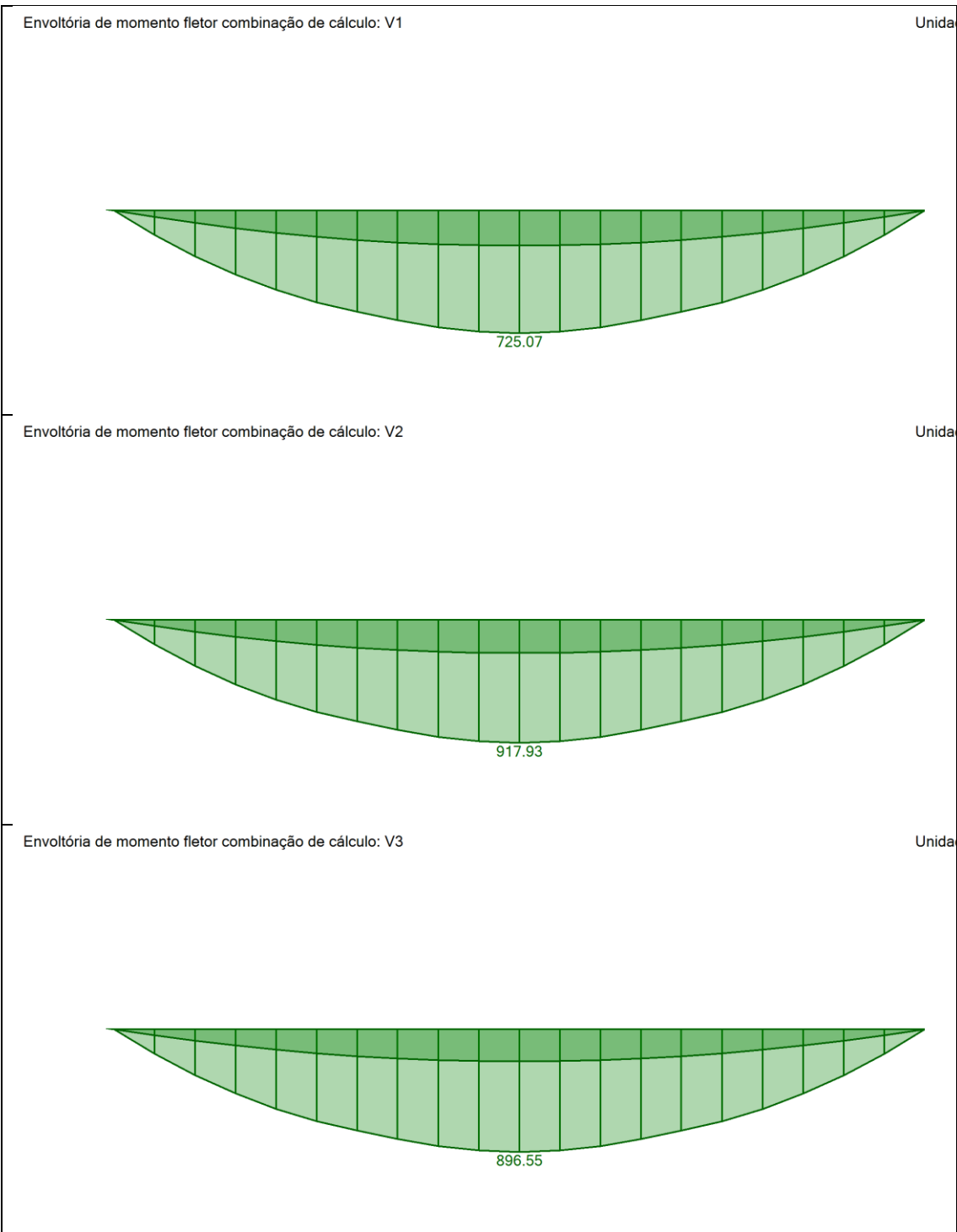
Modelo para distribuição transversal de cargas: Processo Fauchart



<p><b>Apoio elástico:</b></p> <p><math>K_{v1}= 37393 \text{ kN/m}; \quad K_{\theta1}= 37393 \text{ kN/m}</math></p> <p><math>K_{v2}= 43240 \text{ kN/m}; \quad K_{\theta2}= 43240 \text{ kN/m}</math></p> <p><math>K_{v3}= 43240 \text{ kN/m}; \quad K_{\theta3}= 43240 \text{ kN/m}</math></p> <p><math>K_{v4}= 43240 \text{ kN/m}; \quad K_{\theta4}= 43240 \text{ kN/m}</math></p> <p><math>K_{v5}= 43240 \text{ kN/m}; \quad K_{\theta5}= 43240 \text{ kN/m}</math></p>	<p><b>Propriedades das barras:</b></p> <p><math>I_{c,laje}=0.00067 \text{ m}^4; \quad (h_{laje}=20.00 \text{ cm})</math></p> <p><math>I_{c,v1}=0.00118 \text{ m}^4; \quad (h_{v1}=24.17 \text{ cm})</math></p> <p><math>I_{c,v2}=0.00118 \text{ m}^4; \quad (h_{v2}=24.17 \text{ cm})</math></p> <p><math>I_{c,v3}=0.00118 \text{ m}^4; \quad (h_{v3}=24.17 \text{ cm})</math></p> <p><math>I_{c,v4}=0.00118 \text{ m}^4; \quad (h_{v4}=24.17 \text{ cm})</math></p>
---	--

$K_{v6} = 43240 \text{ kN/m};$	$K_{\theta6} = 43240 \text{ kN/m}$	$I_{c,v5} = 0.00118 \text{ m}^4;$	$(h_{v5} = 24.17 \text{ cm})$
$K_{v7} = 43240 \text{ kN/m};$	$K_{\theta7} = 43240 \text{ kN/m}$	$I_{c,v6} = 0.00118 \text{ m}^4;$	$(h_{v6} = 24.17 \text{ cm})$
$K_{v8} = 43240 \text{ kN/m};$	$K_{\theta8} = 43240 \text{ kN/m}$	$I_{c,v7} = 0.00118 \text{ m}^4;$	$(h_{v7} = 24.17 \text{ cm})$
$K_{v9} = 37393 \text{ kN/m};$	$K_{\theta9} = 37393 \text{ kN/m}$	$I_{c,v8} = 0.00118 \text{ m}^4;$	$(h_{v8} = 24.17 \text{ cm})$
		$I_{c,v9} = 0.00118 \text{ m}^4;$	$(h_{v9} = 24.17 \text{ cm})$

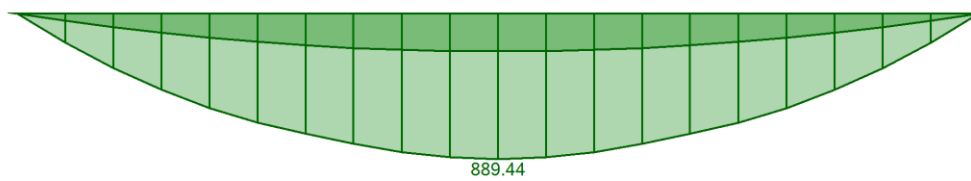
# Esforços solicitantes nas longarinas





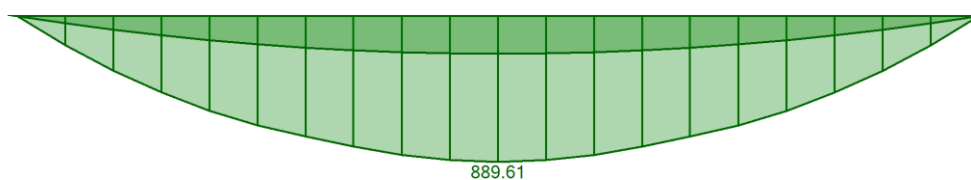
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V4

Unida



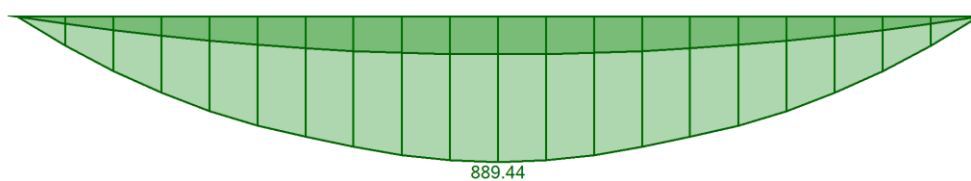
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V5

Unida



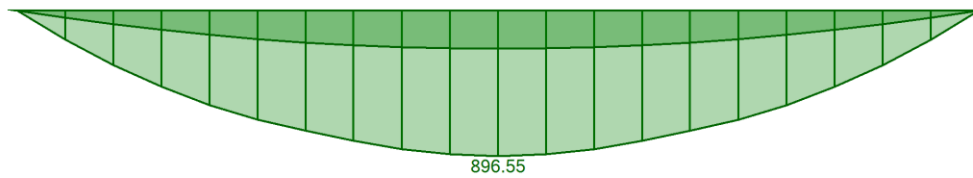
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V6

Unida



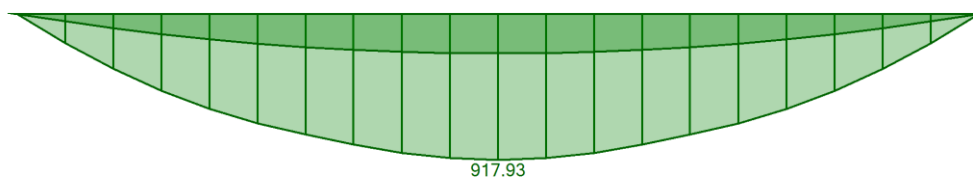
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V7

Unidade



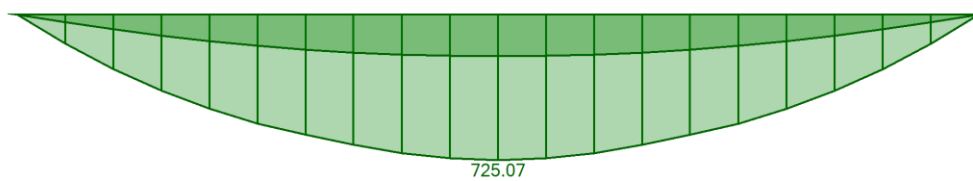
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V8

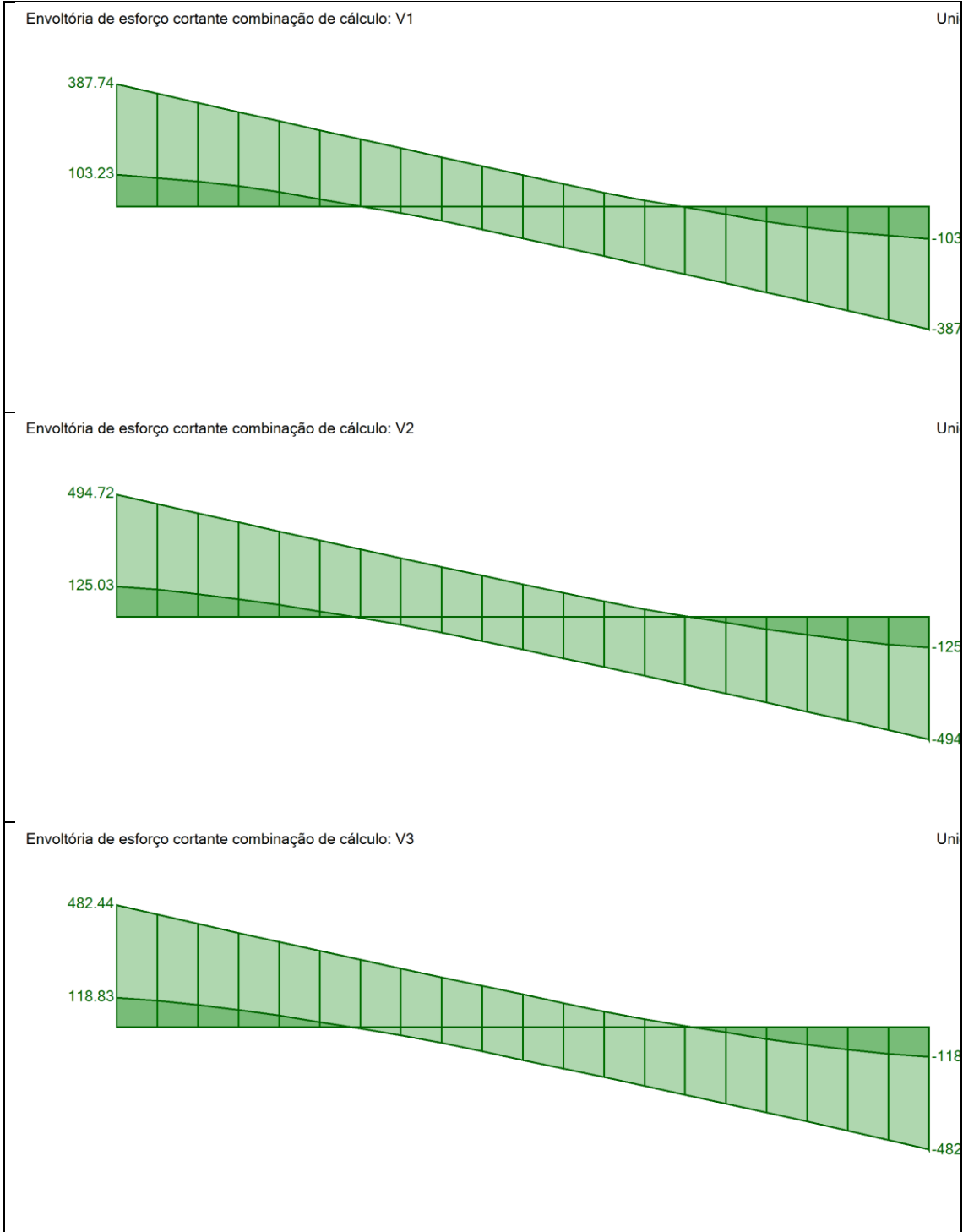
Unidade

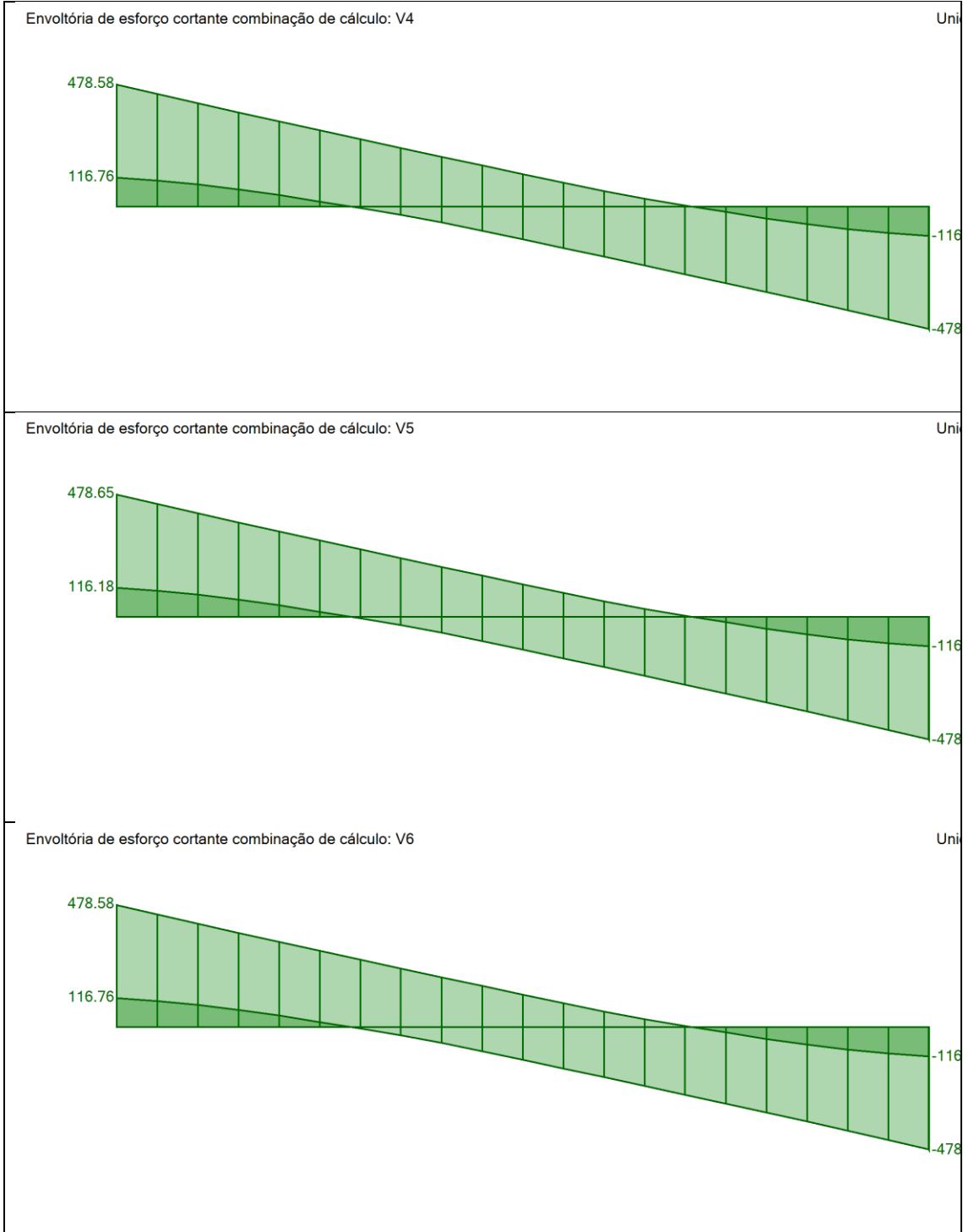


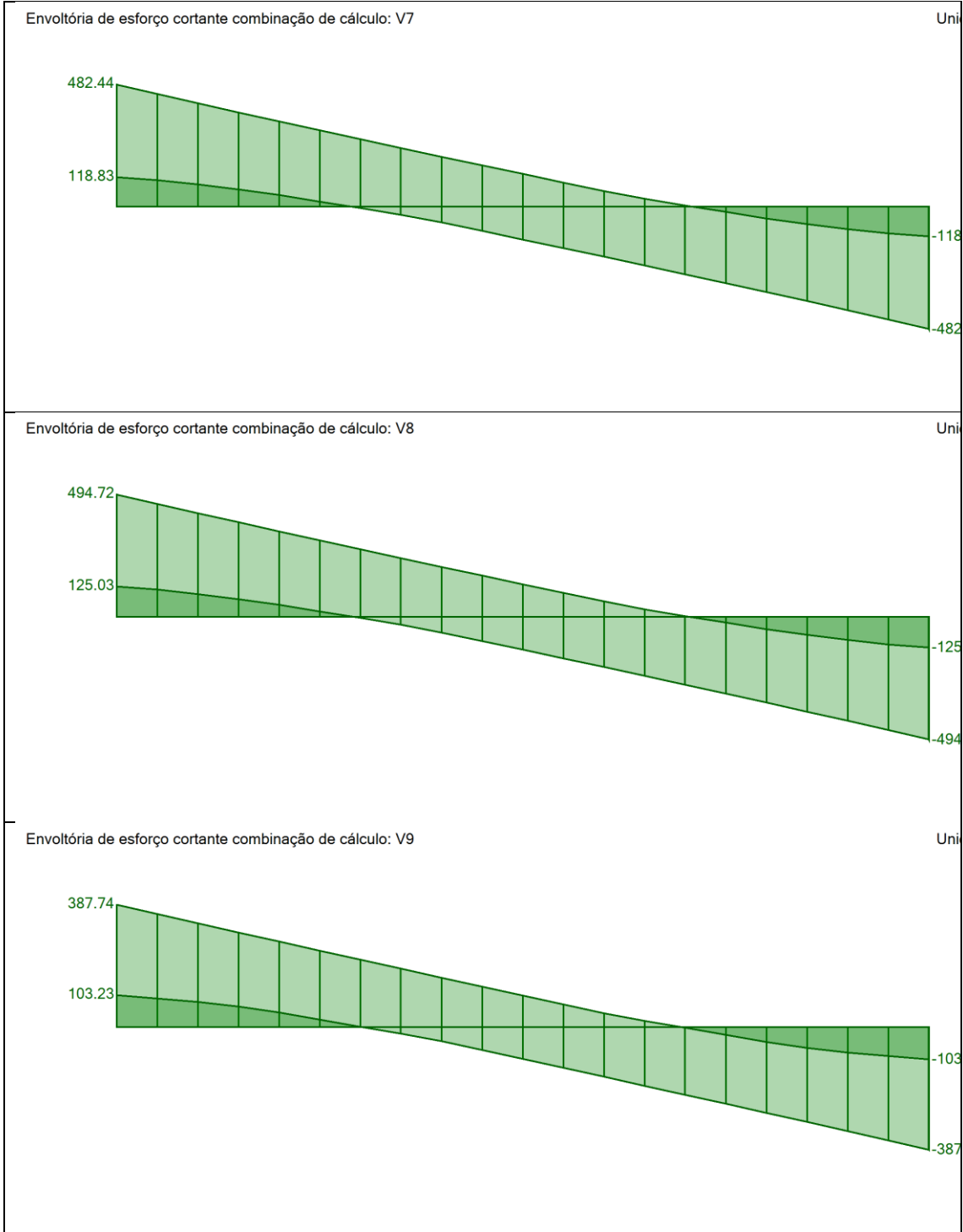
Envoltória de momento fletor combinação de cálculo: V9

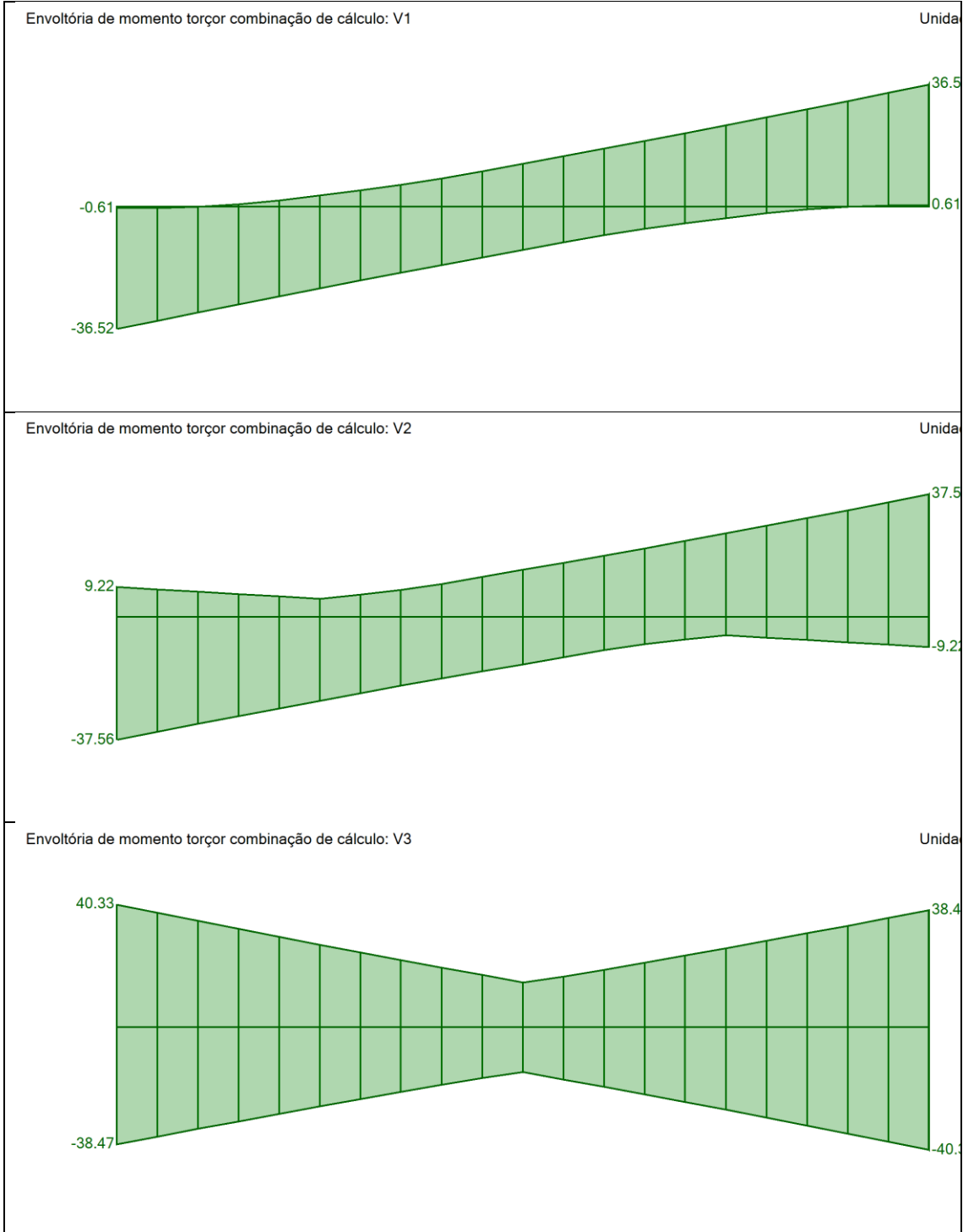
Unidade



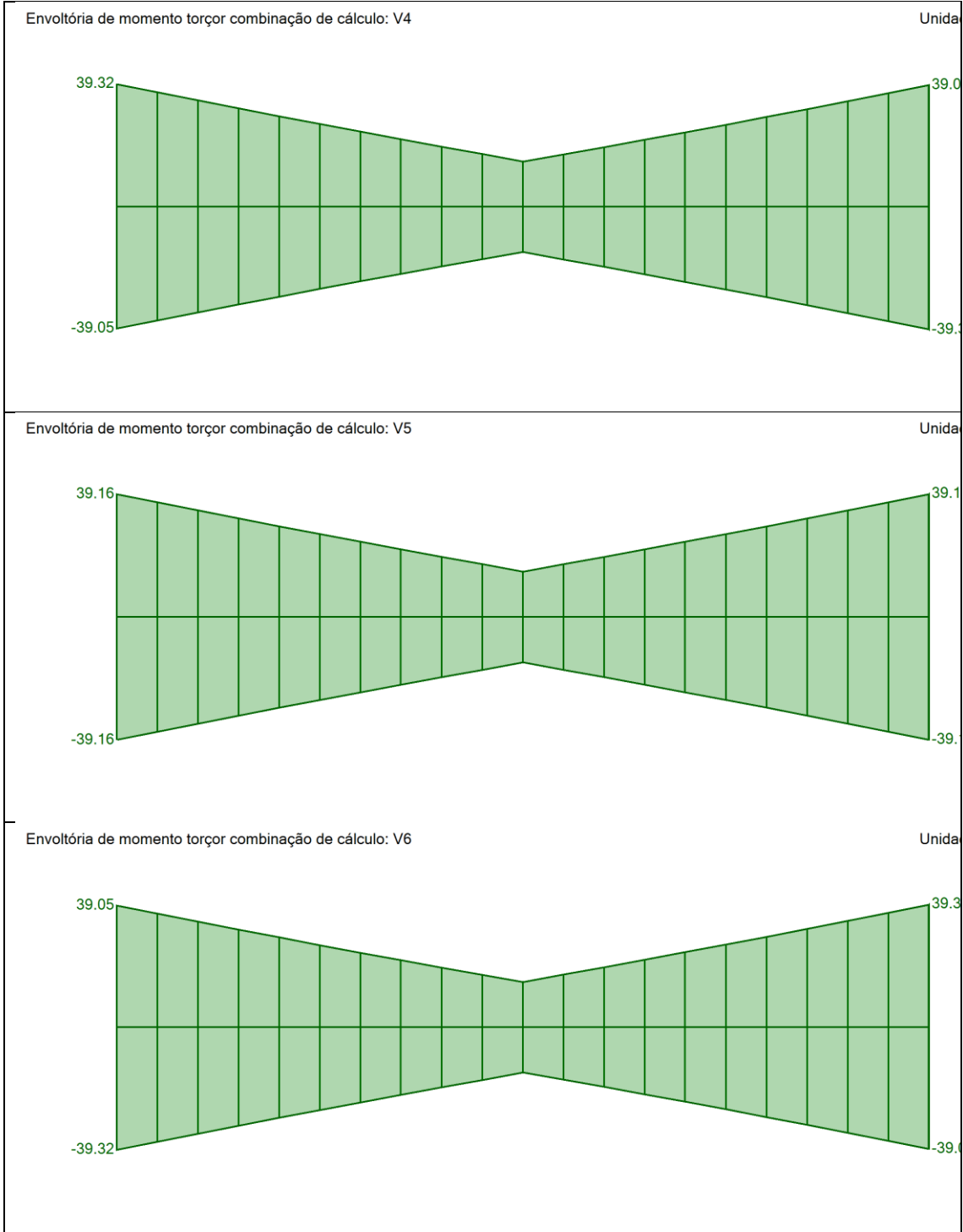


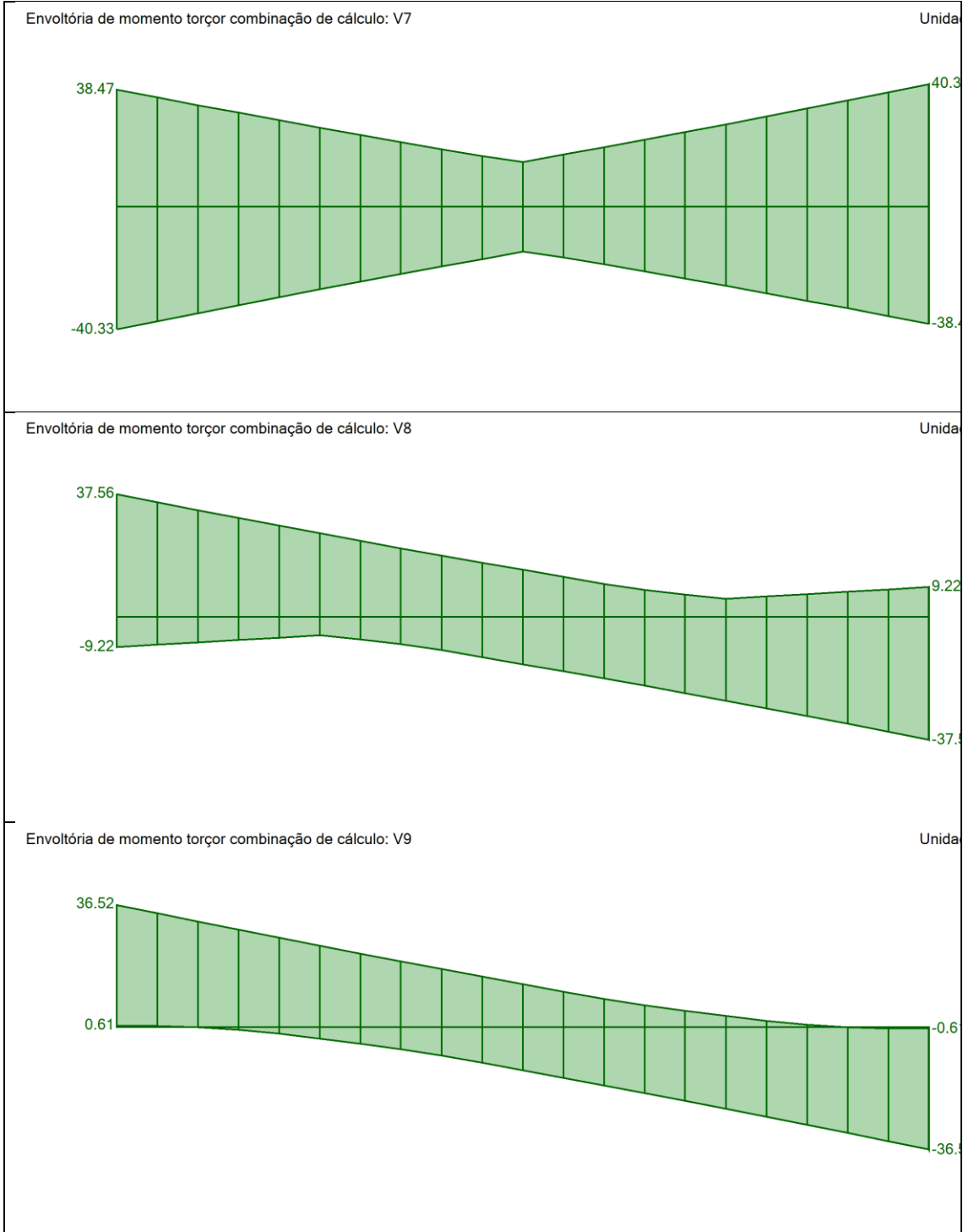












#### 4.1.2. Dimensionamento

# Flexão simples

## Resultados

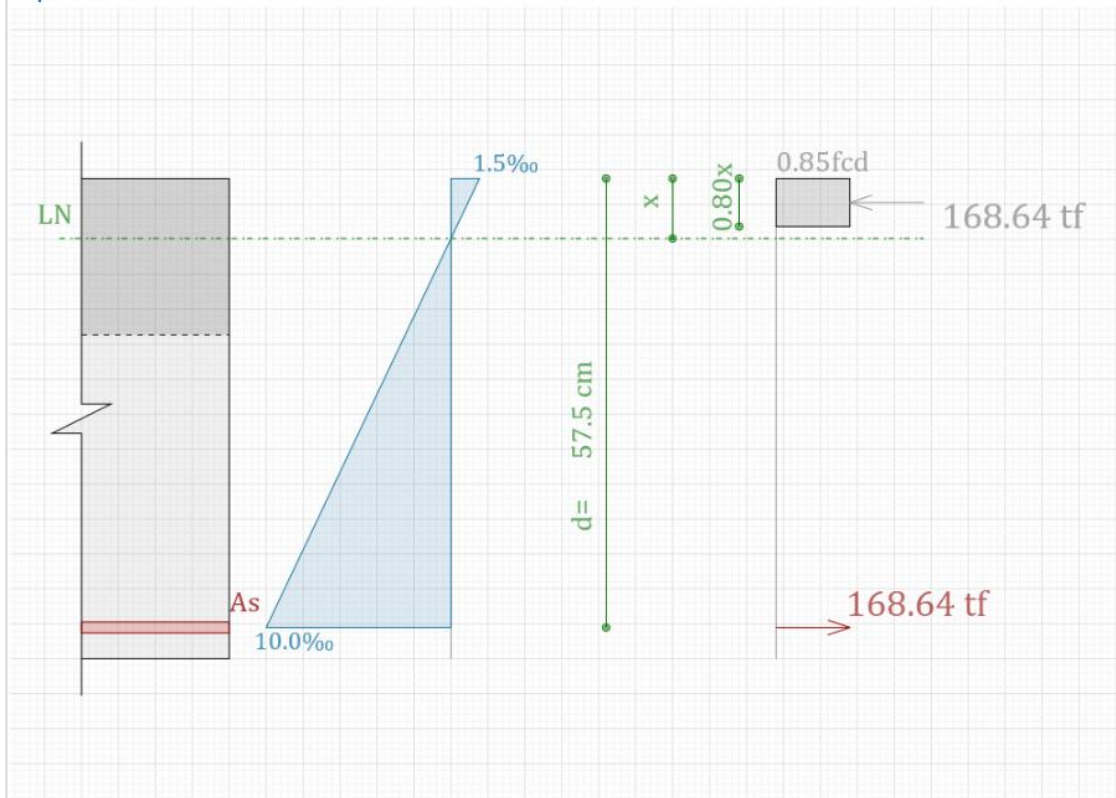
$$A_s = 38.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$$

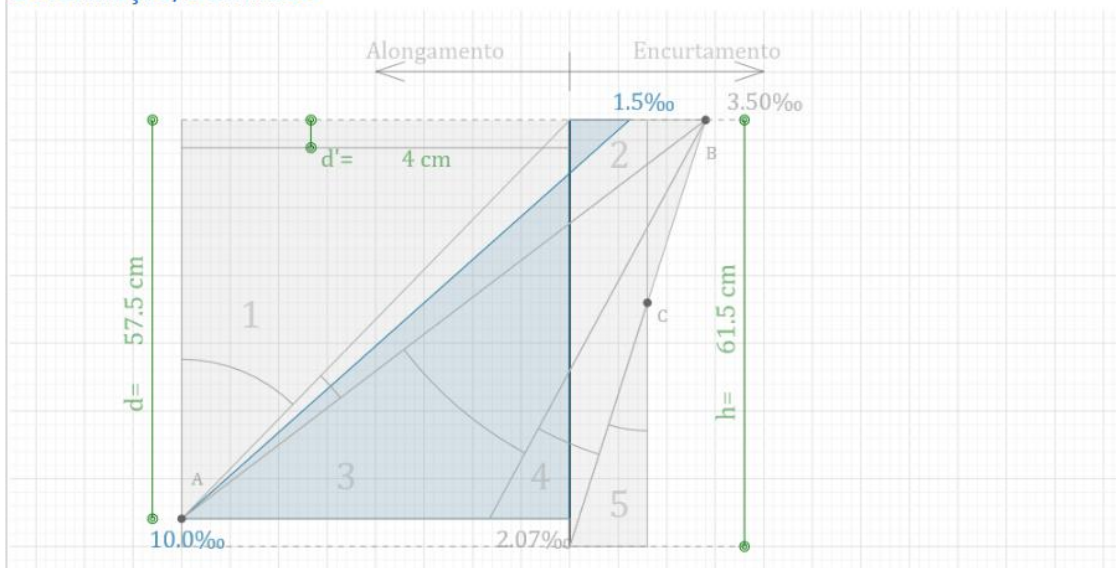
$$x = 7.7 \text{ cm}$$

$$\beta_x = x/d = 0.13$$

## Equilíbrio



## Deformação/Domínios



Armadura Positiva:  $38,79 \text{ cm}^2 = > 7$  barras de 25 mm

Armadura mínima =  $4.50 \text{ cm}^2 = > 2$  barras de 16.0 mm

## Cortante

### Resultados

#### Cortante

$$A_{sw,nec} = 10.88 \text{ cm}^2 / s - 2R$$

$$A_{sw,min} = 5.79 \text{ cm}^2 / s - 2R$$

$$A_{sw,real} = 10.88 \text{ cm}^2 / s - 2R$$

$$V_{Rd2} = 146.38 \text{ tf}$$

$$V_{Rd3} = 49.47 \text{ tf}$$

$$V_c = 24.98 \text{ tf}$$

$$V_{sw} = 24.49 \text{ tf}$$

Armadura transversal Máxima:  $10.88 \text{ cm}^2/s$

Com 2 R = > Estribo de 12.5 mm c/5 cm

Com 4 R = > Estribo de 12.5 mm c/11 cm

Armadura mínima =  $5.79 \text{ cm}^2/s$

Com 2 R = > Estribo de 10 mm c/16 cm

Com 4 R = > Estribo de 10 mm c/ 33cm

#### 4.2. Dimensionamento dos apoios

Tabela 1: Resumo dos resultados

<b>Tombamento:</b>	<b>F.S.=10.28 <math>\geq</math> F.S.min=1.50</b>
<b>Deslizamento:</b>	<b>F.S.=3.39 <math>\geq</math> F.S.min=1.50</b>
<b>Capacidade de carga:</b>	<b><math>\sigma_{s,max}=4.002 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{s,adm}=4 \text{ kgf/cm}^2</math></b>
<b>Dimensionamento</b>	<b>Ok!</b>

#### **Observações IMPORTANTES:**

- As seções do muro foram dimensionadas à flexão simples, sem verificar os limites de fissuração e deformação;
- A estabilidade do muro foi verificada quando ao tombamento e ao deslizamento, é necessário verificar a ruptura generalizada do solo.

# Dados iniciais

## Geometria:

Altura (h1)	6.5	m
Altura base lado interno (h2)	0.6	m
Altura base lado interno (h3)	1.5	m
Altura base lado externo (h4)	0.5	m
Altura dente (h5)	0.5	m
Largura parede (b1)	0	m
Largura parede (b2)	0.5	m
Largura parede (b3)	0.5	m
Largura base interna (b4)	2	m
Largura base externa (b5)	3	m
Largura dente (b6)	1	m

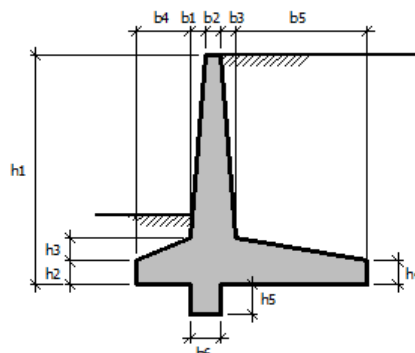


Figura 1: Desenho esquemático da seção transversal do muro

## Materiais:

Concreto classe: C30 ( $f_{ck} \geq 30$  MPa)

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1.40 = 21.43 \text{ MPa};$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c = 0,3,0,7 \cdot (f_{ck})^{2/3} / \gamma_c = 0,3,0,7 \cdot (30)^{2/3} / 1.40 = 1.45 \text{ MPa} = 1.45 \text{ MPa};$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 434.78 \text{ MPa};$$

Cobrimento=3.0 cm

## Solo:

Peso específico:  $\gamma_{nat} = 18 \text{ kN/m}^3$

Peso específico submerso:  $\gamma_{nat} = 8 \text{ kN/m}^3$

Coesão:  $c = 0 \text{ kN/m}^2$

Ângulo de atrito:  $\phi = 30^\circ$

Pressão admissível:  $\sigma_{adm} = 4 \text{ kgf/cm}^2$

Coefficiente de empuxo ativo:  $K_a = 0.333$

Coefficiente de empuxo passivo:  $K_p = 3.000$

( $\gamma_{Ep} = 2.00$ )

Inclinação:  $\beta = 0^\circ$

Elevação lado interno=0.3 m

Elevação lado externo=0 m

Nível d'água: N.A.=2 m

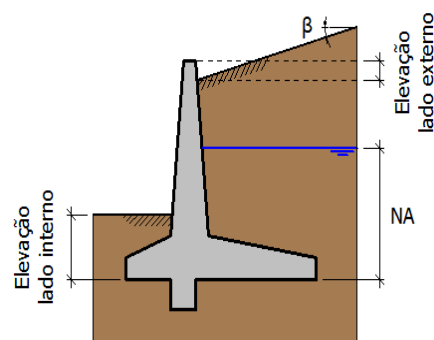


Figura 2: Desenho esquemático da seção transversal do muro

## Empuxo

A Figura 3 apresenta a representação gráfica dos empuxos ativo e passivo aplicados no muro. Já a Figura 4 apresenta as componentes de empuxos ativos decorrentes do solo, da água e da sobrecarga, bem como o empuxo ativo total correspondente a soma desses empuxos.

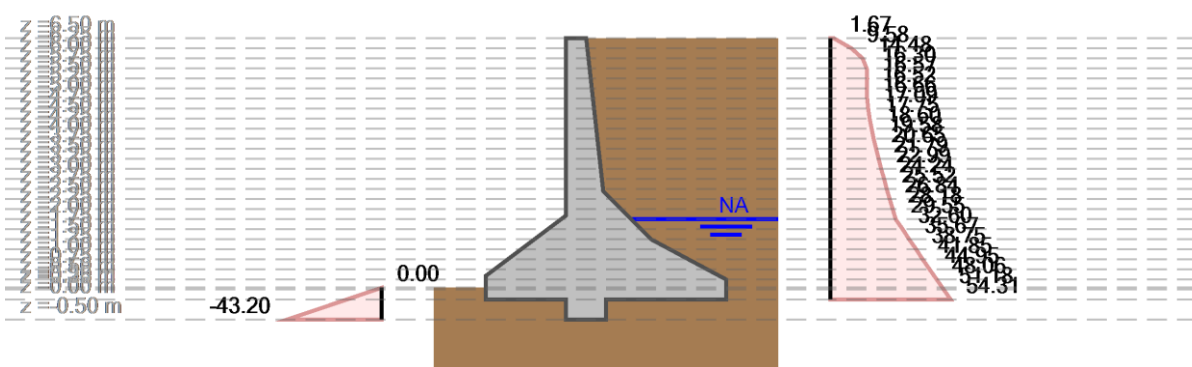


Figura 3: Empuxo ativo e passivo resultante no muro (kN/m<sup>2</sup>)

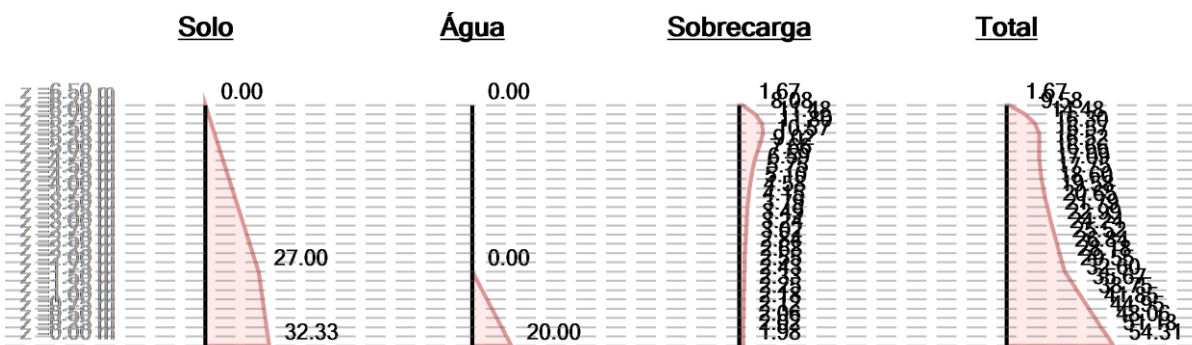


Figura 4: Componentes de empuxo ativo ( $\text{kN/m}^2$ )



## Forças

A Tabela 2 e a Figura 5 apresentam as forças que podem estar atuando sobre o muro com sua representação gráfica e valores numéricos.

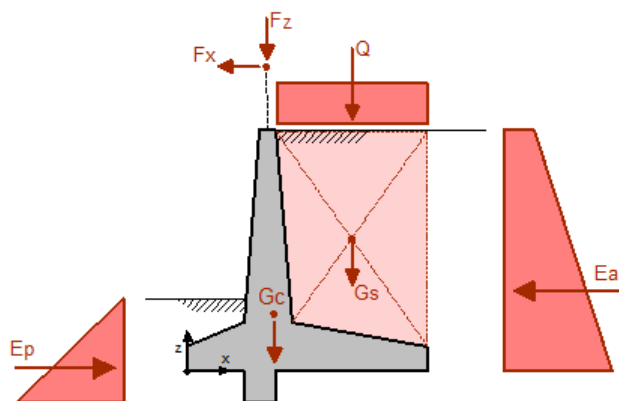


Figura 5: Desenho esquemático das forças atuantes no muro

Tabela 2: Resumo das forças atuantes no muro (valores característicos)

Força	x (m)	z (m)	$F_{x,k}$ (kN/m)	$F_{y,k}$ (kN/m)	$M_{o,k}$ (kN.m/m)
Empuxo de solo ativo (Ea)	6.000	2.427	-170.98	0.00	414.97
Empuxo de solo passivo (Ep/ $\gamma_{ep}$ )	0.000	-0.233	8.64	0.00	2.02
Peso próprio do muro (Go)	2.731	1.638	0.00	-320.43	-874.92
Peso próprio do Solo (Gs)	4.375	3.900	0.00	-281.45	-1231.34
Sobrecarga (Q)	-28.830	6.500	0.00	0.23	-6.73
Sobrecarga (Fx)	2.250	3.500	0.00	0.00	0.00
Sobrecarga (Fz)	2.250	3.500	0.00	-966.00	-2173.50

## Verificação quanto ao tombamento

$$M_{RES} = +874.92 + 1231.34 + 6.73 + 2173.50 = 4286.50 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{TOMB} = +414.97 + 2.02 = 416.98 \text{ kN.m/m}$$

$$F_{STOMB} = M_{RES} / M_{TOMB} = 4286.50 / 416.98 = 10.28 \geq F_{STOMB,min} = 1.50$$

A verificação quanto ao tombamento é atendida.

## Verificação quanto ao deslizamento

$$FS_{\text{DESL}} = [E_p + c' \cdot B + R \cdot \text{tg}(\phi')] / (E_a + F_x) = [8.64 + 0.00 \cdot 6.00 + 1567.64 \cdot \text{tg}(20.0^\circ)] / 170.98 = 3.39 \geq FS_{\text{DESL}, \text{min}} = 1.50$$

$$R = G_0 + G_s + Q + F_y = 320.43 + 281.45 - 0.23 + 966.00 = 1567.64 \text{ kN/m}$$

$$c' = 0.667 \text{ c}' = 0.00 \text{ kN/m}^2$$

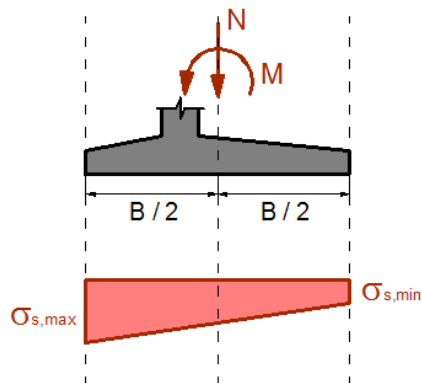
$$\phi' = 0.667 \phi = 20.0^\circ$$

A verificação quanto ao deslizamento é atendida.

## Capacidade de carga da fundação

A distribuição de tensões do solo sobre a superfície da sapata foi admitida como plana e a sua determinação é feita a partir da hipótese da base estar totalmente ou parcialmente comprimida, correspondentes as hipóteses a) e b) da Figura 6, respectivamente.

a) Base totalmente comprimida ( $e = M / N \leq B / 6$ )  
 $= M / N > B / 6$ )



b) Base parcialmente comprimida ( $e = M / N$

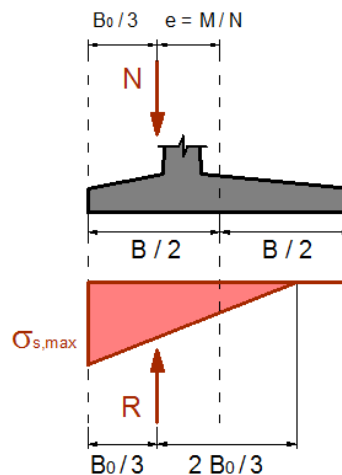


Figura 6: Hipóteses de distribuição de tensões do solo na base da sapata

$$e = M / N = 833.41 / 1567.64 = 0.5316 \text{ m} \leq B / 6 = 6 / 6 = 1.0000 \text{ m}$$

a) Base totalmente comprimida:

$$\sigma_{s, \text{max}} = N / A + M / W = 1567.64 / 6.00 + 833.41 / 6.00000 = 400.176 \text{ kN/m}^2 = 4.002 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{s,min} = N / A - M / W = 1567.64/6.00 - 833.41/6.00000 = 122.371 \text{ kN/m}^2 = 1.224 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{com: } A = 1,00 \cdot B = 1,00 \cdot 6.00 = 6.00 \text{ m}^2 \text{ e } W = 1,00 \cdot B^2 / 6 = 1,00 \cdot 6.00^2 / 6 = 6.00000 \text{ m}^4.$$

A tensão máxima do solo respeita a tensão máxima admissível ( $\sigma_{s,max} = 4.002 \text{ kgf/cm}^2 \leq \sigma_{s,adm} = 4 \text{ kgf/cm}^2$ ).

## Dimensionamento

O dimensionamento à flexão simples e a verificação quanto a necessidade de armadura de cisalhamento para as seções indicadas na Figura 7 são apresentados nas Tabelas 3 e 4, respectivamente.

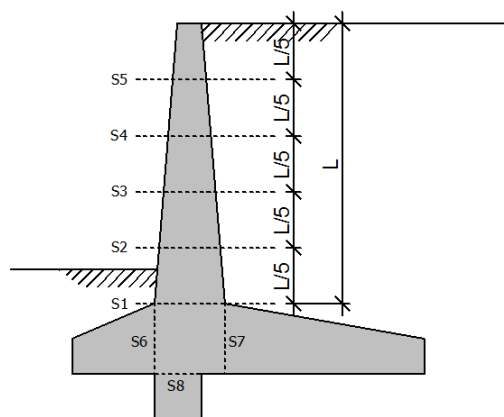


Figura 7: Desenho esquemático das seções consideradas no dimensionamento

Tabela 3: Resumo do dimensionamento à flexão simples

Seção	$m_{sd}$ (kN.m/m)	h (cm)	d (cm)	x (cm)	$A_{s,cal}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,min}$ (cm <sup>2</sup> /m)
S1	219.02	100.00	96.20	1.57	5.27	15.00
S2	130.02	90.00	86.20	1.04	3.49	13.50
S3	67.45	80.00	76.20	0.61	2.04	12.00
S4	26.85	70.00	66.20	0.28	0.93	10.50
S5	5.07	60.00	56.20	0.06	0.21	9.00
S6	957.07	210.00	205.75	3.21	10.77	31.50
S7	-322.80	210.00	205.75	-1.07	-3.60	31.50
S8	5.99	100.00	96.00	0.04	0.14	15.00

h é a altura da seção;

d = h - c -  $\phi/2$ , é a altura útil da seção;

x é a profundidade da linha neutra ( $x \leq 0.45$

d);

$A_{s,cal}$  é a área de aço calculada;

$$A_s = \frac{m_{sd}}{(d - 0.4x)f_{yd}}$$

$$x = 1.25d \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{m_{sd}}{0.425 \cdot 100 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right)$$

$A_{s,min}$  é a área de aço mínima ( $A_{s,min} = 0.15$  %  $A_c$ ).

Tabela 4: Verificação quanto a dispensa da armadura de cisalhamento

Seção	$V_{sd}$ (kN/m)	h (cm)	d (cm)	k	$\rho_1$	$V_{Rd1}$ (kN/m)
S1	118.02	100.00	96.20	1.000	0.0016	439.68
S2	85.20	90.00	86.20	1.000	0.0016	394.06
S3	57.85	80.00	76.20	1.000	0.0016	348.45
S4	35.06	70.00	66.20	1.000	0.0016	302.83
S5	14.54	60.00	56.20	1.038	0.0016	266.98
S6	896.35	210.00	205.75	1.000	0.0015	939.54
S7	-284.43	210.00	205.75	1.000	0.0015	939.54
S8	20.79	100.00	96.00	1.000	0.0016	438.81

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot 100 \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$k = |1,6 - d| \geq 1$$

$$\rho_1 = A_{s,efetivo} / (100 \cdot d) \leq 0,02$$

### 4.3. Dimensionamento das Lajes

**Dimensões:**

$l_x = 1,83$  m

$l_y = 15,00$  m

$t = 0,59$  m

$a = 2$  m

**Vinculações:**

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

**Direção do tráfego:** ☒ ☐

**Coefficiente de Impacto ( $\psi$ ):** 1,65

**Calcular** Mxm Mym Mxr

$l_x/a$	$t/a$				Para todos os valores de $t/a$	
	0,125	0,250	0,5	1,0	$p$	$p'$
0,5	0,2	0,17	0,112	0,065	0,0	0,0
1,0	0,351	0,3	0,237	0,176	0,0	0,15
1,5	0,431	0,4	0,351	0,305	0,1	0,23
2,0	0,52	0,491	0,461	0,421	0,25	0,4
2,5	0,62	0,59	0,56	0,53	0,58	0,96
3,0	0,72	0,69	0,67	0,63	1,0	1,35
4,0	0,87	0,85	0,82	0,8	2,2	2,85
5,0	0,99	0,98	0,95	0,93	3,46	5,65
6,0	1,08	1,07	1,04	1,02	4,7	8,0
7,0	1,15	1,14	1,11	1,1	5,75	11,8
8,0	1,2	1,19	1,17	1,15	6,9	16,4
9,0	1,24	1,23	1,21	1,2	8,0	22,1
10,0	1,27	1,26	1,24	1,23	9,12	28,7

**Resultados:**

Tabela Utilizada: 3

**Cargas Móveis:**

$M_L = 0,267$

$M_P = 0,000$

$M_P' = 0,124$

$M_{Lm} = 3,403$  tf.m/m

**Cargas Permanentes:**

$k_m = 0,125$

$M_{Lm} = 0,342$  tf.m/m

Armadura na direção X

$$Md = 1.35 * Mg + 1.5 * Mq$$

$$Md = 1.35 * 0.342 + 1.5 * 3.403$$

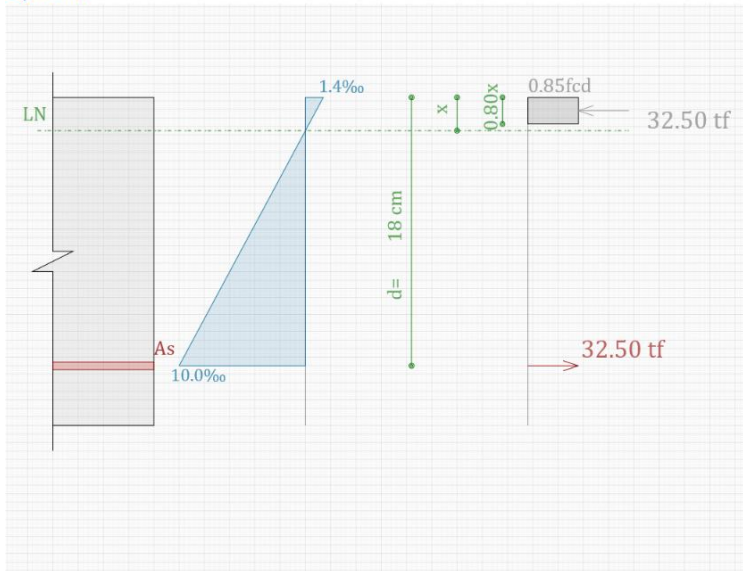
$$Md = 5.56 \text{ tf.m/m}$$

Flexão simples

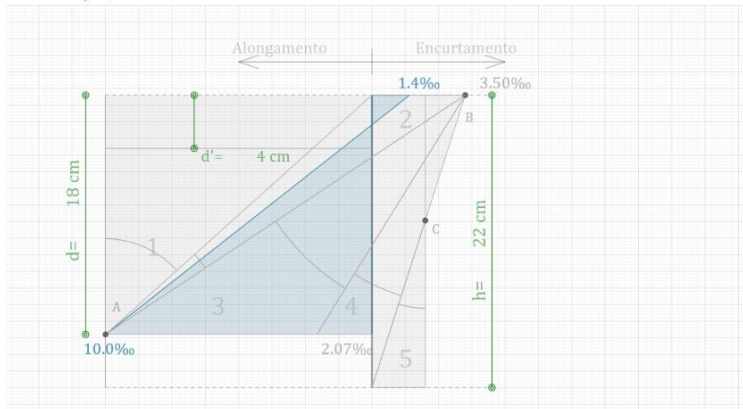
#### Resultados

$A_s = 7.47 \text{ cm}^2$   
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$   
 $x = 2.2 \text{ cm}$   
 $\beta_x = x/d = 0.12$

#### Equilíbrio



#### Deformação/Domínios



Armadura Positiva:  $7.47 \text{ cm}^2 = > 10$  barras de 10 mm/m

Armadura mínima =  $3.08 \text{ cm}^2 = > 4$  barras de 10 mm/m

**Dimensões:**

$l_x = 1,83$  m

$l_y = 15,00$  m

$t = 0,59$  m

$a = 2$  m

**Vinculações:**

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coeficiente de Impacto ( $\phi$ ) :

Calcular
Mxm
Mym
Mxr

$l_x/a$	$t/a$				Para todos os valores de $t/a$	
	0,125	0,250	0,5	1,0		
	L	L	L	L	p	p'
0,5	0,155	0,095	0,069	0,028	0,0	0,0
1,0	0,223	0,158	0,11	0,063	0,0	0,03
1,5	0,267	0,22	0,16	0,118	0,02	0,07
2,0	0,322	0,263	0,228	0,179	0,04	0,12
2,5	0,382	0,338	0,29	0,253	0,1	0,24
3,0	0,457	0,408	0,361	0,323	0,17	0,4
4,0	0,58	0,53	0,472	0,433	0,37	1,03
5,0	0,69	0,64	0,58	0,53	0,58	2,03
6,0	0,77	0,73	0,66	0,62	0,78	3,06
7,0	0,84	0,8	0,73	0,7	0,92	4,54
8,0	0,9	0,86	0,8	0,76	1,29	6,28
9,0	0,96	0,91	0,85	0,82	1,3	8,25
10,0	1,02	0,95	0,9	0,87	1,46	10,67

Resultados:

Tabela Utilizada: 3

Cargas Móveis:  
 $M_L = 0,139$   
 $M_p = 0,000$   
 $M_{p'} = 0,025$   
 $M_{ym} = 1,745 \text{ tf.m/m}$

Cargas Permanentes:  
 $k_{ym} = 0,021$   
 $M_{ym} = 0,057 \text{ tf.m/m}$

Armadura na direção Y

$$Md = 1.35 * Mg + 1.5 * Mq$$

$$Md = 1.35 * 0.057 + 1.5 * 1.745$$

$$Md = 2,69 \text{ tf.m/m}$$

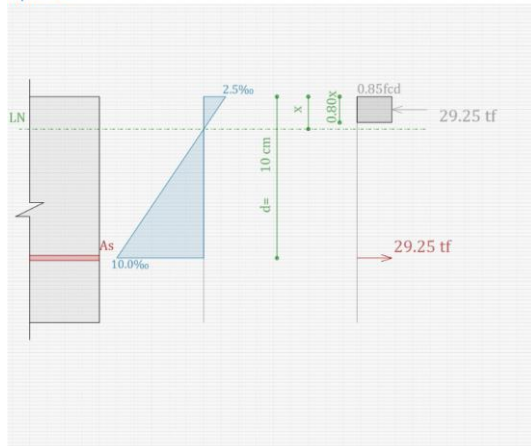


## Flexão simples

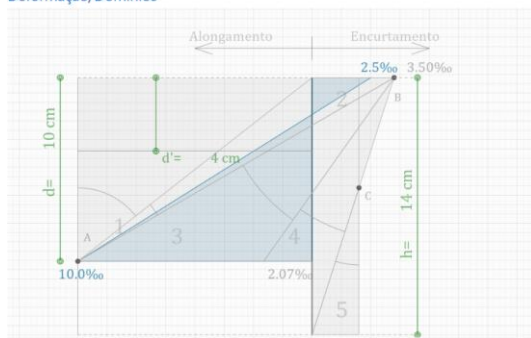
### Resultados

$A_s = 6.73 \text{ cm}^2$   
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$   
 $x = 2 \text{ cm}$   
 $\beta_s = x/d = 0.20$

### Equilíbrio



### Deformação/Dominios



Armatura Negativa:  $6.73 \text{ cm}^2 = > 6$  barras de 12.5 mm/m

Armatura mínima =  $3.08 \text{ cm}^2 = > 4$  barras de 10 mm/m

**Dimensões:**

$l_x = 1,83$  m

$l_y = 15,00$  m

$t = 0,59$  m

$a = 2$  m

**Vinculações:**

Borda superior: Livre

Borda inferior: Livre

Borda esquerda: Apoiada

Borda direita: Apoiada

Direção do tráfego: ☒ ☐

Coeficiente de Impacto ( $\varphi$ ): 1,65

**Calcular**
Mxm
Mym
Mxr

$l_x/a$	$t/a$				Para todos os valores de $t/a$	
	0,125	0,250	0,5	1,0	$p$	$p'$
	L	L	L	L		
0,5	0,44	0,34	0,23	0,06	0,0	0,0
1,0	0,71	0,465	0,325	0,15	0,0	0,05
1,5	0,89	0,64	0,48	0,41	0,1	0,2
2,0	1,1	0,87	0,7	0,59	0,2	0,3
2,5	1,29	1,12	0,93	0,78	0,28	0,54
3,0	1,46	1,36	1,17	1,0	0,4	1,3
4,0	1,77	1,76	1,58	1,38	0,9	3,2
5,0	2,03	2,03	1,94	1,67	1,8	6,42
6,0	2,26	2,26	2,24	1,89	2,9	11,0
7,0	2,43	2,43	2,43	2,07	4,1	16,3
8,0	2,56	2,56	2,56	2,21	5,5	22,5
9,0	2,65	2,65	2,65	2,29	7,1	29,0
10,0	2,7	2,7	2,7	2,33	9,05	35,6

**Resultados:**

Tabela Utilizada: 3

Cargas Móveis:

$M_L = 0,419$

$M_p = 0,000$

$M_{p'} = 0,042$

$M_{x1} = 5,225$  tf.m/m

Cargas Permanentes:

$k_{ox} = 0,125$

$M_{x1} = 0,342$  tf.m/m

Armadura na direção X (borda)

$$Md = 1.35 * Mg + 1.5 * Mq$$

$$Md = 1.35 * 0.342 + 1.5 * 5.225$$

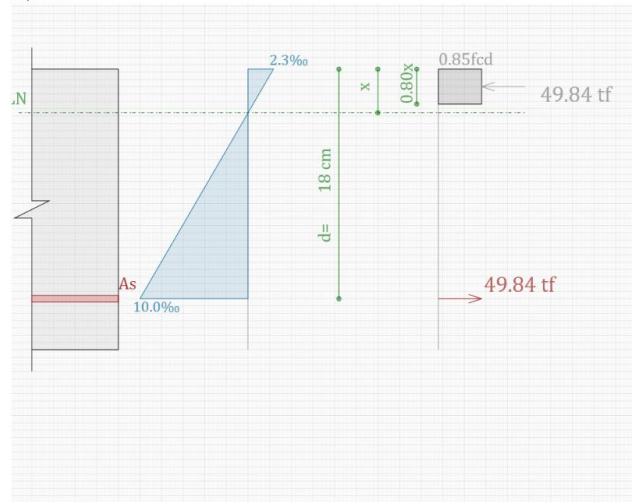
$$Md = 8.29 \text{ tf.m/m}$$

## Flexão simples

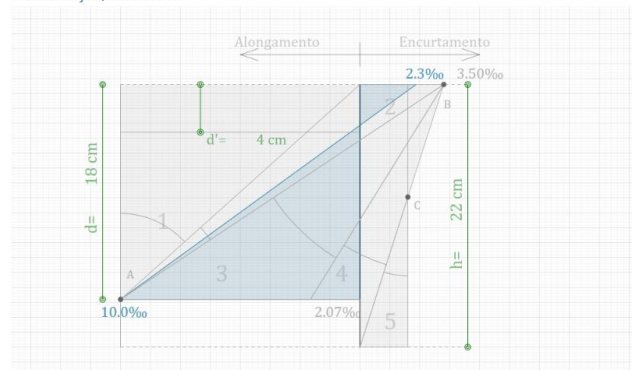
### Resultados

$A_s = 11.46 \text{ cm}^2$   
 $A_s' = 0.00 \text{ cm}^2$   
 $x = 3.4 \text{ cm}$   
 $\beta_s = x/d = 0.19$

### Equilíbrio



### Deformação/Dominios



Armadura Positiva:  $11.46 \text{ cm}^2 = > 9$  barras de 12.5 mm/m

Armadura mínima =  $3.08 \text{ cm}^2 = > 4$  barras de 10 mm/m

## 4.4. Dimensionamento dos Aparelhos de Apoio

### Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	5.94	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	1.36	3.0mm	OK
Máxima rotação permitida	2.91	$\geq 0$	OK
Estabilidade a flambagem	13.74	$\leq 28.8$	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

#### Variáveis de entrada

$F_{zk} = 481.51 \text{ kN}$

$F_{zd} = 691.05 \text{ kN}$

$F_{xd} = 13.50 \text{ kN}$

$v_{xd} = 7.25 \text{ mm}$

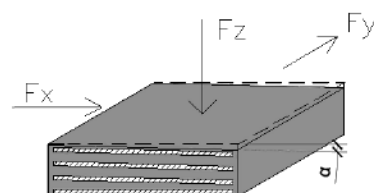
$\alpha_{a,d} = 0.001 \text{ rad}$

$F_{zd,min} = 280.92 \text{ kN}$

$F_{yd} = 35.40 \text{ kN}$

$v_{yd} = 19.01 \text{ mm}$

$\alpha_{b,d} = 0.0 \text{ rad}$



#### Aparelho de apoio escolhido

$a = 200.0 \text{ mm}$

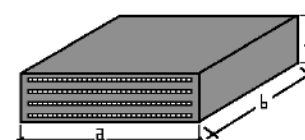
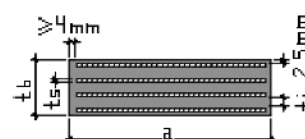
$b = 300.0 \text{ mm}$

$n = 3.0 \text{ camadas}$

$t_s = 3.0 \text{ mm}$

$t_i = 8.0 \text{ mm}$

$t_b = 41.0 \text{ mm}$



#### Configurações

\* $K_f = 0.6$

$G = 0.9 \text{ MPa}$

$E_b = 2000.0 \text{ MPa}$

$f_y = 210.0 \text{ MPa}$

$ch = 4.0 \text{ mm}$

$cv = 2.5 \text{ mm}$

\*\* $K_h = 1.0$

\*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto  $K_f = 0,6$  e, para quaisquer outros materiais  $K_f = 0,2$ .

\*\*Para aparelhos de apoio com presença de furos  $K_h = 2,0$ , caso contrário,  $K_f = 1,0$ .

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (3.16 + 0.70 + 0.10) \leq 7 = 5.94 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.70 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 1.36 \leq 3.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0 = 2.91 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 13.74 \leq 28.76 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 5.59 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -35472.37 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$