

## Sumário

|  |  |
|--|--|
| <b>SUPERESTRUTURA</b>  | <b>1</b>                               |
| CRITERIOS DE CÁLCULO   | 1                                      |
| NORMAS DE REFERÊNCIA   | 2                                      |
| DESCRIÇÃO DO MODELO  | 3                                      |
| CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS  | 4                                      |
| <i>Concreto para as vigas pré-moldadas protendidas (Classe C60)</i>  | 4                                      |
| <i>Concreto moldado in loco (classe C30)</i>   | 4                                      |
| <i>Aço para cordoalha de 0,6"</i>  | 4                                      |
| CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA   | 5                                      |
| <i>PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS* DAS VIGAS:</i>  | 6                                      |
| CARREGAMENTOS PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS   | 7                                      |
| <i>CARGAS PERMANENTES (g)</i>  | 7                                      |
| COMBINAÇÕES DE CARGA   | 8                                      |
| VERIFICAÇÃO DA LONGARINA PARA O VÃO DE 30M.  | 9                                      |
| VERIFICAÇÃO À FLEXO-COMPRESSÃO E CORTANTE PARA C.P.  | <b>ERROR! INDICADOR NÃO DEFINIDO .</b> |
| <i>Propriedades geométricas das vigas homogenizadas nas diferentes seções de verificação considerando a contribuição geométrica da armadura de pré-compressão:</i> | <b>Error! Indicador Não Definido .</b> |
| <i>Cálculo das perdas:</i>   | <b>Error! Indicador Não Definido .</b> |
| <i>Verificação das seções no E.L.S:</i>  | <b>Error! Indicador Não Definido .</b> |
| <i>Verificação no E.L.U da seção no meio do vão sob ação de carregamentos combinados:</i>  | <b>Error! Indicador Não Definido .</b> |
| LAJE   | 14                                     |
| <i>EFEITOS GLOBAIS</i>   | 14                                     |
| <i>DIMENSIONAMENTO DA LAJE</i>   | 16                                     |
| <b>REAÇÕES DE APOIO PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS</b>   | <b>17</b>                              |
| <i>REAÇÕES DE APOIO DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES</i>   | 17                                     |
| <i>REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL</i>   | 17                                     |

|                                       |           |
|---------------------------------------|-----------|
| VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO     | 18        |
| DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO  | 18        |
| <b>TRANSVERSINAS</b>                  | <b>19</b> |
| DIMENSIONAMENTO DAS TRANSVERSINAS     | 20        |
| <i>Verificação à flexão:</i>          | 20        |
| <i>Verificação ao cortante:</i>       | 21        |
| <b>MESOESTRUTURA</b>                  | <b>22</b> |
| TRAVESSAS INTERMEDIÁRIAS              | 22        |
| <i>Esforços de cálculo:</i>           | 22        |
| <i>Dimensionamento</i>                | 22        |
| TRAVESSAS DOS ENCONTROS               | 25        |
| <i>Esforços de cálculo:</i>           | 25        |
| <i>Dimensionamento</i>                | 26        |
| <b>INFRAESTRUTURA</b>                 | <b>28</b> |
| CARREGAMENTOS                         | 28        |
| <i>Cargas permanentes</i>             | 28        |
| <i>Cargas variáveis</i>               | 29        |
| <i>Cargas móveis</i>                  | 31        |
| DIMENSIONAMENTO DO FUSTE DOS TUBULÕES | 31        |
| <i>Parâmetros geotécnicos</i>         | 34        |
| <i>Verificação da base alargada</i>   | 34        |

## SUPERESTRUTURA

### CRITERIOS DE CÁLCULO

Neste memorial de cálculo se desenvolve o dimensionamento da Ponte sobre o Rio das Mortes, localizado na Zona Rural de Primavera do Leste, trecho Latitude: 15° 20' 28.39"S e Longitude: 54°15'40.51"O, com extensão total de 76,2m e largura de 8,80m.

O tabuleiro será composto por vigas do tipo I, em concreto com protensão aderente, que serão protendidas com cordoalhas de 15,2mm (0,6") de diâmetro.

As vigas, calculadas sobre apoios simples, são caracterizadas por uma altura de 140cm e um comprimento de 24,60m, serão completadas (na obra) com uma laje de espessura colaborante total de 17cm mais uma pré-laje de 5cm.

O peso da laje e as cargas permanentes de segunda fase (pavimentação, barreiras de proteção, etc) aplicam-se às diferentes vigas em função de suas respectivas áreas de influência.

As cargas móveis previstas pela NBR 7188/82 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres), são repartidas transversalmente na superestrutura mediante um modelo de elementos finitos.

As verificações de estabilidade se desenvolveram na viga que resultou mais solicitada, as armaduras, assim determinadas, foram consideradas iguais para todas as outras vigas.

Levou-se em conta a diferente classe de resistência do concreto entre as vigas e a laje através de um coeficiente de homogenização, que equivale à razão entre aos seus respectivos módulos de elasticidade convencionais.

As perdas de tensão nas armaduras de protensão são descontadas ora na viga isolada, ora na seção composta, nas proporções indicadas nesse memorial.

Nas seções perto do apoio, em função do insuficiente comprimento de ancoragem das cordoalhas, a verificação ao cisalhamento foi efetuada considerando uma seção de concreto armado.

Consideram-se positivos os momentos que tracionam as fibras inferiores da viga e da laje e as forças de compressão; quanto às tensões, convencionou-se como negativas as de compressão.

O elemento que representa a viga no modelo computacional têm coordenada de origem na sua extremidade.

## **NORMAS DE REFERÊNCIA**

O cálculo se desenvolveu com referência, onde aplicável, às seguintes normas:

NBR 6118 - 2003 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento;

NBR 6120 - 1980 - Cargas para o Cálculo de Estruturas;

NBR 6122 - 1996 - Projeto e Execução de Fundações;

NBR 06123 - 1988 - Forças devidas ao vento em edificações;

NBR 7187 - 2003 - Projeto de pontes – procedimento;

NBR 7188 - 1982 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestres;

NBR 7483 - 2005 - Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;

NBR 8681 - 2003 - Ações e segurança nas estruturas;

NBR 9062 - 2001 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

## DESCRIÇÃO DO MODELO

Nesse capítulo é apresentada uma breve descrição das características do modelo (seções, materias e cargas aplicadas), idealizado com a finalidade de representar da maneira mais fiel possível o comportamento da superestrutura.

A análise foi baseada no método dos elementos finitos, com o auxílio do programa CSIBridge:



Os parâmetros flexionais e torcionais das vigas que compõem o tabuleiro foram calculados considerando as características estático-geométricas das seções de concreto simples (sem homogeneização) considerando a contribuição resistente da laje, quando apropriado.

Considerou-se um coeficiente de mola horizontal para o aparelho de neoprene:

$K_n = G \cdot A_n / d_n$ , onde:

$K_n$  = rigidez horizontal do aparelho de neoprene;

$G$  = módulo de elasticidade transversal do neoprene,  $G = 1.000 \text{ KN/m}^2$ ;

$A_n$  = área em planta do neoprene;

$d_n$  = altura do neoprene, não se considera as chapas de aço de fretagem.

A intenção do modelo de elementos finitos é determinar o comportamento da estrutura em serviço, ou seja, a partir do momento em que a laje é solidarizada à longarina, onde a seção reagente é a seção composta.

Em primeira fase, quando a laje ainda não contribui na resistência do conjunto, o peso próprio da viga e da laje são calculados e aplicados diretamente na viga, em esquema isostático como carga uniformemente distribuída.

As travessinas são representadas por elementos com geometria retangular com largura igual a 40cm e altura proporcional à altura da longarina.

O esquema de vínculo considerado prevê um apoio em neoprene fretado, portanto com rotação liberada.

Ao modelo supracitado foram aplicadas as cargas permanentes e cargas móveis definidas neste memorial.

As cargas foram combinadas entre si de acordo com as indicações da NBR 6118.

Da análise do modelo emerge que as vigas mais solicitadas são as mais externas.

## CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

- Classe de agressividade ambiental II, conforme NBR6118/2003;
- Cobrimento das armaduras: 3cm para peças moldadas *in-loco*, 2cm para as pré-moldadas e 5cm para as fundações.
- Concreto protendido nível 2 (protensão limitada).

### Concreto para as vigas pré-moldadas protendidas (Classe C60)

- Diâmetro máximo agregados: 19mm
- Relação água/cimento máxima: 0,40

#### Fase inicial

- Resistência característica à compressão  $F_{ckj} = 30\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade  $E = 26071,59\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível  $f_{tkj} = 2,03\text{MPa}$
- Compressão admissível  $\sigma_c = 0,7 f_{ckj} = 21,0\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,2$
- Resistência à compressão de cálculo  $f_{cdj} = f_{ckj} / \gamma_c = 25\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo  $f_{ctdj} = f_{ctkj} / \gamma_c = 1,69\text{MPa}$

#### Fase final

- Resistência característica à compressão  $F_{ck} = 60\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade  $E = 39531,33\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível  $f_{tk} = 3,00\text{MPa}$
- E.L.U.
- Coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
- Resistência à compressão de cálculo  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 42,86\text{MPa}$
- Resistência à tração de cálculo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 2,14\text{MPa}$

### Concreto moldado in loco (classe C30)

- Diâmetro máximo dos agregados 25mm
- Relação água/cimento máxima 0,45
- Resistência característica à compressão  $f_{ck} = 30\text{Mpa}$
- Resistência à tração admissível  $f_{tk} = 2,03\text{MPa}$
- Módulo de elasticidade 26071,59MPa

E.L.U.

- coeficiente de segurança  $\gamma_c = 1,4$
- resistência à compressão de cálculo  $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 21,43\text{Mpa}$
- resistência à tração de cálculo  $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,08\text{MPa}$

### Aço para cordoalha de 0,6"

CP 190 RB

- $f_{ptk} = 1900\text{MPa}$
- $f_{pyk} = 1710\text{Mpa}$

A tensão máxima resistente da cordoalha deve verificar as seguintes desigualdades:

$$\sigma_{pi} \leq 0,77 f_{ptk} = 0,77 \times 1.900 = 1.463 \text{ MPa} = 146,3 \text{ kN/cm}^2 \text{ ou}$$

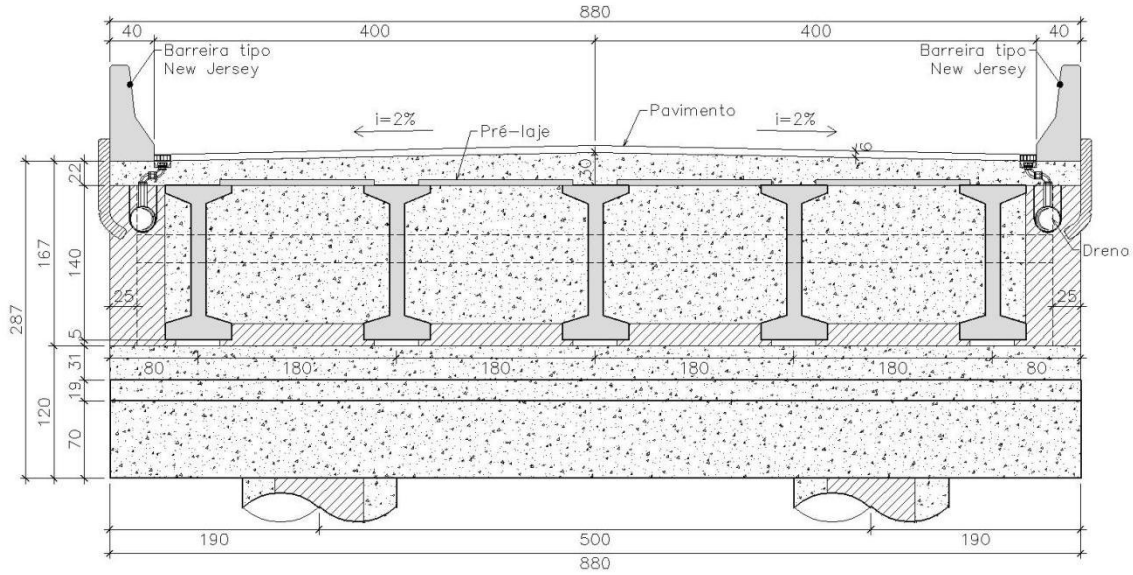
$$\sigma_{pi} \leq 0,85 f_{pyk} = 0,85 \times 1.710 = 1.453 \text{ MPa} = 145,3 \text{ kN/cm}^2$$

## CARACTERÍSTICAS GERAIS DA SUPERESTRUTURA

*Seção transversal típica:*

### SEÇÃO TRANSVERSAL-VISTA DO PÓRTICO DE EXTREMIDADE

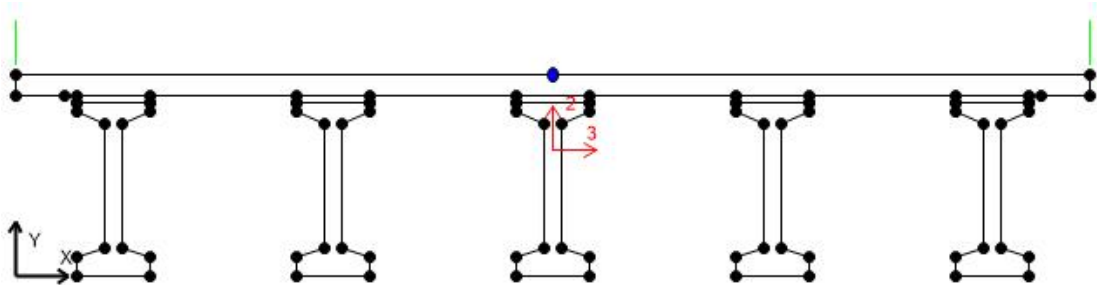
ESCALA 1:50



## PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS\* DAS VIGAS:

\*unidades: (kN - m - °C)

O tabuleiro completo possui as seguintes propriedades geométricas:



|            |         |
|------------|---------|
| A          | 3.9814  |
| J          | 0.0666  |
| I33        | 1.3345  |
| I22        | 25.8002 |
| I23        | 0.      |
| AS2        | 1.7068  |
| AS3        | 1.6441  |
| S33(+face) | 2.1961  |
| S33(-face) | 1.3182  |
| S22(+face) | 5.8637  |
| S22(-face) | 5.8637  |
| Z33        | 1.8627  |
| Z22        | 8.5042  |
| r33        | 0.5789  |
| r22        | 2.5456  |
| Xcg        | 4.4     |
| Ycg        | 1.0123  |
| Xpna       | 4.4     |
| Ypna       | 1.3254  |



## CARREGAMENTOS PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

### CARGAS PERMANENTES (g)

**a) Peso próprio da longarina**

$$PP_{\text{viga}} = (0.3363 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 8.41 \text{kN/m}$$

**b) Peso da transversina:**

$$PP_{\text{transversina}} = (1.0584 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 26.46 \text{kN/extremidade de viga}$$

**c) Peso da laje:**

$$PP_{\text{laje}} = 0.27 \text{m} \times 25 \text{kN/m}^3 = 6.75 \text{kN/m}^2$$

**d) Peso da pavimentação:**

$$PP_{\text{laje}} = 0.06 \text{m} \times 24 \text{kN/m}^3 + 2 \text{kN/m}^3 = 3.44 \text{kN/m}^2$$

**e) Peso do guarda rodas**

$$PP_{\text{gr}} = (0.2318 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 5.8 \text{kN/m}$$

**f) Peso do guarda corpo**

$$PP_{\text{gcorpo}} = 0 \text{kN/m}$$

**g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):**

$$PP_{\text{trav.central}} = (2.1925 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 54.81 \text{kN/m}$$

**h) Peso próprio da travessa do encontro**

$$PP_{\text{trav.encontro}} = (2.455207 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 61.38 \text{kN/m}$$

**i) Peso próprio das alas**

$$PP_{\text{alas}} = 2.1 \text{m}^3 \times 25 \text{kN/m}^3 = 52.54 \text{kN/ala}$$

$$\text{Mala} = 129.25 \text{kN.m}$$

**j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo**

$$PP_{\text{lajeaprox}} = (4 \text{m} \times 0.25 \text{m} \times 25 \text{kN/m}^3 + 4 \text{m} \times 0.5 \text{m} \times 18 \text{kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{kN/m}$$

**k) Peso próprio do pilar**

$$PP_{\text{pilar}} = 3.1415 \times (1.4)^4 / 4 \times 25 \text{kN/m}^3 = 75.43 \text{kN/m}$$

### CARGAS MÓVEIS (q)

Trem-Tipo da NBR 7188/2013 – Classe 45.

Carregamento de “Multidão” - de acordo com a NBR 7188/2013.

## COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga consideradas são as seguintes:

Considerando:

- $g_1$  = permanentes de primeira fase;
- $g_2$  = permanentes de segunda fase;
- $q$  = cargas móveis;
- $P_0$  = Força de protensão inicial;
- $P_\infty$  = Força de protensão a tempo infinito.

Estado limite de serviço(ELS).

Combinação 1:  $0,8g_1 + P_0$   
(Combinação especial de transporte, sob supervisão)

Combinação 2:  $g_1 + P_0$   
(Combinação especial de estocagem ou repouso, sob supervisão)

Combinação 3:  $g_1 + \text{peso da laje} + P_0$  (sem considerar a contribuição geométrica da laje)  
(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 4:  $g_1 + g_2 + P_\infty$   
(Combinação de estado em vazio→ações permanentes)

Combinação 5:  $g_1 + g_2 + 0,4 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$   
(Combinação quase-permanente)

Combinação 6:  $g_1 + g_2 + 0,6 \cdot \varphi \cdot q + P_\infty$   
(Combinação freqüente)

Combinação 7:  $g_1 + g_2 + \varphi \cdot q + P_\infty$   
(Combinação rara)

O coeficiente dinâmico  $\phi$  é calculado através da fórmula:

$$CIV = 1 + 1,06 * \left( \frac{20}{Liv + 50} \right)$$

Estado Limite Ultimo (ELU).

$$M_d = \gamma_g \cdot (M_{g1} + M_{g2}) + \gamma_q \cdot M_{q1k} + \gamma_{qjk} \cdot \psi_{0j} \cdot \sum M_{qjk}$$

## VERIFICAÇÃO DA LONGARINA PARA O VÃO DE 24,70m.

Para o dimensionamento à flexão foi utilizado o software PROUNI da TQS, próprio para dimensionamento de concreto protendido com sistema de pré-tração.

Disposição de área de aço de protensão, tensão inicial de protensão e isolamento de cabos:

| Protendida |         | Passiva               |           |         |                     |          |          |
|------------|---------|-----------------------|-----------|---------|---------------------|----------|----------|
| Camada     | Yp (cm) | Ap (cm <sup>2</sup> ) | Sig (MPa) | Fp (tf) | Along. (mm)/Deform. | IsoI (m) | IsoF (m) |
| 01         | 5       | 7,175                 | 1440      | 103,32  | 177,84 (7,20/1000)  | 0        | 0        |
| 02         | 5       | 5,74                  | 1440      | 82,66   | 177,84 (7,20/1000)  | 3        | 3        |
| 03         | 10      | 5,74                  | 1440      | 82,66   | 177,84 (7,20/1000)  | 0        | 0        |
| 04         | 10      | 5,74                  | 1440      | 82,66   | 177,84 (7,20/1000)  | 0        | 0        |
| 05         | 135     | 2                     | 1440      | 28,80   | 177,84 (7,20/1000)  | 0        | 0        |

Disposição de área de aço CA50 na mesa inferior:

| Protendida |         | Passiva               |  |
|------------|---------|-----------------------|--|
| Camada     | Ys (cm) | As (cm <sup>2</sup> ) |  |
| 01         | 4       | 12,6                  |  |
| 02         | 0       | 0                     |  |

### Estudo da seção ideal transversal

Seção bruta, sem homogeneização entre concreto e armadura.

| Seção Bruta                                   |         | Seção Ideal |  | Outros |  |
|---|---------|-------------|--|--------|--|
| <b>Seção pré-moldada</b>                      |         |             |  |        |  |
| Altura (cm)                                   | 140,0   |             |  |        |  |
| Posição do CG em relação à face inferior (cm) | 65,10   |             |  |        |  |
| Área (cm <sup>2</sup> )                       | 3363,0  |             |  |        |  |
| Momento de Inércia (cm <sup>4</sup> )         | 8521342 |             |  |        |  |
| <b>Seção moldada no local</b>                 |         |             |  |        |  |
| Altura (cm)                                   | 27,0    |             |  |        |  |
| Posição do CG em relação à face inferior (cm) | 153,50  |             |  |        |  |
| Área (cm <sup>2</sup> )                       | 4860,0  |             |  |        |  |
| Momento de Inércia (cm <sup>4</sup> )         | 295245  |             |  |        |  |

Seção ideal é a seção bruta de concreto acrescida das armaduras protendidas e passivas devidamente homogeneizadas.

Seção Bruta | Seção Ideal | Outros

**Seção pré-moldada (fckj)**

|   |         |
|---|---------|
| Altura (cm)                                       | 140,0   |
| Posição do CG em relação à face inferior (cm)     | 61,74   |
| Área (cm <sup>2</sup> )                           | 3593,5  |
| Momento de Inércia (cm <sup>4</sup> )             | 9299228 |
| Módulo de resistência inferior (cm <sup>3</sup> ) | 150623  |
| Módulo de resistência superior (cm <sup>3</sup> ) | 118822  |

**Seção pré-moldada (fck)**

|   |         |
|---|---------|
| Altura (cm)                                       | 140,0   |
| Posição do CG em relação à face inferior (cm)     | 62,48   |
| Área (cm <sup>2</sup> )                           | 3540,4  |
| Momento de Inércia (cm <sup>4</sup> )             | 9126706 |
| Módulo de resistência inferior (cm <sup>3</sup> ) | 146085  |
| Módulo de resistência superior (cm <sup>3</sup> ) | 117726  |

**Seção pré-moldada + local**

|   |          |
|---|----------|
| Altura (cm)                                       | 167,0    |
| Posição do CG em relação à face inferior (cm)     | 110,20   |
| Área (cm <sup>2</sup> )                           | 7441,7   |
| Momento de Inércia (cm <sup>4</sup> )             | 24742040 |
| Módulo de resistência inferior (cm <sup>3</sup> ) | 224529   |
| Módulo de resistência superior (cm <sup>3</sup> ) | 435562   |

## Verificação do ELU

**Momento Solicitante de Cálculo (MSd)**

MSd: 5339,95 kN.m X: 12,35 m

**Momento Resistente Último (MRd)**

MRd: 6019,41 kN.m YLN: 20,24 cm Domínio: 2

Força no concreto

Forças nos cabos protendidos

Forças nos cabos passivos

## Verificações das tensões

| Seção Pré-Moldada                                     |       | Seção Moldada no Local |       | Cabos Resultantes |       |        |
|---|-------|------------------------|-------|-------------------|-------|--------|
| <b>Tensões na fibra SUPERIOR da seção pré-moldada</b> |       |                        |       |                   |       |        |
| Etapas  | 0,00m | 2,47m                  | 4,94m | 7,41m             | 9,88m | 12,35m |
| Protensão   | 2,1   | 2,1                    | 3,7   | 3,7               | 3,7   | 3,7    |
| Pré-Moldagem  | 2,1   | 0,1                    | 0,3   | -0,8              | -1,5  | -1,7   |
| Concretagem Local                                     | 2,1   | -1,4                   | -2,5  | -4,5              | -5,7  | -6,0   |
| Sobrecarga Permanente                                 | 2,1   | -1,7                   | -2,9  | -5,0              | -6,2  | -6,6   |
| Perdas Progressivas                                   | 2,2   | -1,5                   | -2,8  | -4,9              | -6,1  | -6,5   |
| Sobrecarga Acidental                                  | 2,2   | -2,0                   | -3,6  | -6,0              | -7,6  | -8,1   |
| <b>Tensões na fibra INFERIOR da seção pré-moldada</b> |       |                        |       |                   |       |        |
| Etapas  | 0,00m | 2,47m                  | 4,94m | 7,41m             | 9,88m | 12,35m |
| Protensão   | -16,4 | -16,4                  | -21,9 | -21,9             | -21,9 | -21,9  |
| Pré-Moldagem  | -16,4 | -14,9                  | -19,1 | -18,3             | -17,8 | -17,6  |
| Concretagem Local                                     | -16,4 | -13,6                  | -16,9 | -15,3             | -14,4 | -14,1  |
| Sobrecarga Permanente                                 | -16,4 | -12,9                  | -15,5 | -13,5             | -12,3 | -11,9  |
| Perdas Progressivas                                   | -12,6 | -9,3                   | -11,6 | -9,8              | -8,7  | -8,4   |
| Sobrecarga Acidental                                  | -12,6 | -7,7                   | -8,6  | -5,5              | -3,3  | -2,3   |

| Seção Pré-Moldada                                     |        | Seção Moldada no Local |        | Cabos Resultantes |        |        |
|---|--------|------------------------|--------|-------------------|--------|--------|
| <b>Tensões na fibra SUPERIOR da seção pré-moldada</b> |        |                        |        |                   |        |        |
| Etapas  | 12,35m | 14,82m                 | 17,29m | 19,76m            | 22,23m | 24,70m |
| Protensão   | 3,7    | 3,7                    | 3,7    | 3,7               | 2,1    | 2,1    |
| Pré-Moldagem  | -1,7   | -1,5                   | -0,8   | 0,3               | 0,1    | 2,1    |
| Concretagem Local                                     | -6,0   | -5,7                   | -4,5   | -2,5              | -1,4   | 2,1    |
| Sobrecarga Permanente                                 | -6,6   | -6,2                   | -5,0   | -2,9              | -1,7   | 2,1    |
| Perdas Progressivas                                   | -6,5   | -6,1                   | -4,9   | -2,8              | -1,5   | 2,2    |
| Sobrecarga Acidental                                  | -8,1   | -7,6                   | -6,0   | -3,6              | -2,0   | 2,2    |
| <b>Tensões na fibra INFERIOR da seção pré-moldada</b> |        |                        |        |                   |        |        |
| Etapas  | 12,35m | 14,82m                 | 17,29m | 19,76m            | 22,23m | 24,70m |
| Protensão   | -21,9  | -21,9                  | -21,9  | -21,9             | -16,4  | -16,4  |
| Pré-Moldagem  | -17,6  | -17,8                  | -18,3  | -19,1             | -14,9  | -16,4  |
| Concretagem Local                                     | -14,1  | -14,4                  | -15,3  | -16,9             | -13,6  | -16,4  |
| Sobrecarga Permanente                                 | -11,9  | -12,3                  | -13,5  | -15,5             | -12,9  | -16,4  |
| Perdas Progressivas                                   | -8,4   | -8,7                   | -9,8   | -11,6             | -9,3   | -12,6  |
| Sobrecarga Acidental                                  | -2,3   | -3,3                   | -5,5   | -8,6              | -7,7   | -12,6  |

Seção Pré-Moldada **Seção Moldada no Local** Cabos Resultantes**Tensões na fibra SUPERIOR da seção moldada no local**

| Etapas                | 0,00m | 2,47m | 4,94m | 7,41m | 9,88m | 12,35m |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Protensão             | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Pré-Moldagem          | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Concretagem Local     | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Sobrecarga Permanente | 0,0   | -0,3  | -0,6  | -0,8  | -0,9  | -0,9   |
| Perdas Progressivas   | -0,5  | -0,8  | -1,1  | -1,2  | -1,3  | -1,3   |
| Sobrecarga Acidental  | -0,5  | -1,4  | -2,3  | -3,0  | -3,6  | -3,8   |

**Tensões na fibra INFERIOR da seção moldada no local**

| Etapas                | 0,00m | 2,47m | 4,94m | 7,41m | 9,88m | 12,35m |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Protensão             | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Pré-Moldagem          | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Concretagem Local     | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0   | 0,0    |
| Sobrecarga Permanente | 0,0   | -0,2  | -0,3  | -0,4  | -0,5  | -0,5   |
| Perdas Progressivas   | 0,1   | -0,1  | -0,2  | -0,3  | -0,4  | -0,4   |
| Sobrecarga Acidental  | 0,1   | -0,4  | -0,9  | -1,2  | -1,5  | -1,7   |

Seção Pré-Moldada **Seção Moldada no Local** Cabos Resultantes**Tensões na fibra SUPERIOR da seção moldada no local**

| Etapas                | 12,35m | 14,82m | 17,29m | 19,76m | 22,23m | 24,70m |
|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Protensão             | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Pré-Moldagem          | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Concretagem Local     | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Sobrecarga Permanente | -0,9   | -0,9   | -0,8   | -0,6   | -0,3   | 0,0    |
| Perdas Progressivas   | -1,3   | -1,3   | -1,2   | -1,1   | -0,8   | -0,5   |
| Sobrecarga Acidental  | -3,8   | -3,6   | -3,0   | -2,3   | -1,4   | -0,5   |

**Tensões na fibra INFERIOR da seção moldada no local**

| Etapas                | 12,35m | 14,82m | 17,29m | 19,76m | 22,23m | 24,70m |
|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Protensão             | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Pré-Moldagem          | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Concretagem Local     | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    | 0,0    |
| Sobrecarga Permanente | -0,5   | -0,5   | -0,4   | -0,3   | -0,2   | 0,0    |
| Perdas Progressivas   | -0,4   | -0,4   | -0,3   | -0,2   | -0,1   | 0,1    |
| Sobrecarga Acidental  | -1,7   | -1,5   | -1,2   | -0,9   | -0,4   | 0,1    |

### Verificação da fadiga armaduras longitudinais

| Fadiga     |           |     |                            |        |                   |                        |        |     |
|------------|-----------|-----|----------------------------|--------|-------------------|------------------------|--------|-----|
| Materiais  |           |     | Arm. Adotada               |        |                   | Flutuação limite       |        |     |
| Fck        | 60        | MPa | As                         | 34,22  | cm <sup>2</sup> m | $\Delta\sigma_{s,lim}$ | 150,00 | MPa |
| Eci        | 41609,18  | MPa | Mom. Solicitante           |        |                   | Tensão                 |        |     |
| $\alpha_i$ | 0,95      |     | Comb. Freq. (-)            | 690,84 | kN.m/m            | $\sigma_s$             | 132,63 | MPa |
| Ecs        | 39528,72  | MPa | Comb. Freq. (+)            | -16,60 | kN.m/m            | Verificação            |        |     |
| Fyk        | 1710,00   | MPa | Linha neutra e deformações |        |                   | $\Delta\sigma_s$       | Ok     |     |
| Es         | 195000,00 | MPa | Kmd                        | 0,05   |                   |                        |        |     |
| $\alpha_e$ | 6,48      |     | Kx                         | 0,08   |                   |                        |        |     |
| Seção      |           |     | Kz                         | 0,97   |                   |                        |        |     |
| h          | 1,62      | m   | $\epsilon_c$               | 0,82   |                   |                        |        |     |
| bw         | 0,14      | m   | $\epsilon_s$               | 10,00  |                   |                        |        |     |
| d          | 1,57      | m   | x                          | 11,91  | cm                |                        |        |     |
| hf         | 0,22      | m   | z                          | 152,24 | cm                |                        |        |     |
| bf         | 1,87      | m   |                            |        |                   |                        |        |     |

### Verificação da fadiga armaduras Transversais

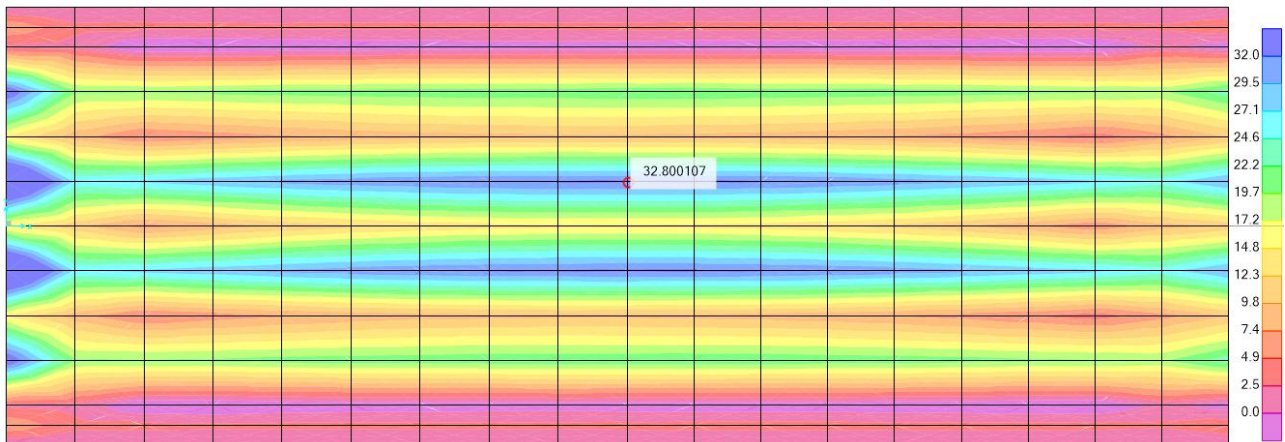
| Verificação das armaduras transversais |       |            |                       |         |                           |                          |                           |                                   |             |
|--|-------|------------|-----------------------|---------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------------------|-------------|
| Seção                                  | X (m) | Barra (cm) | Ab (cm <sup>2</sup> ) | Vc (kN) | As, ef (cm <sup>2</sup> ) | Asw/s (cm <sup>2</sup> ) | $\Delta\sigma_{sw}$ (MPa) | $\gamma_f\Delta\sigma_{ss}$ (MPa) | Verificação |
| 1                                      | 0,00  | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,09                      | 0,16                     | 71,39                     | 85,00                             | Ok          |
| 2                                      | 2,47  | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,07                      | 0,16                     | 61,70                     | 85,00                             | Ok          |
| 3                                      | 4,94  | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,05                      | 0,16                     | 52,51                     | 85,00                             | Ok          |
| 4                                      | 7,91  | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,03                      | 0,16                     | 43,84                     | 85,00                             | Ok          |
| 5                                      | 9,88  | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,03                      | 0,13                     | 44,55                     | 85,00                             | Ok          |
| 6                                      | 12,35 | 1,00       | 0,79                  | 303,18  | 0,03                      | 0,08                     | 55,91                     | 85,00                             | Ok          |



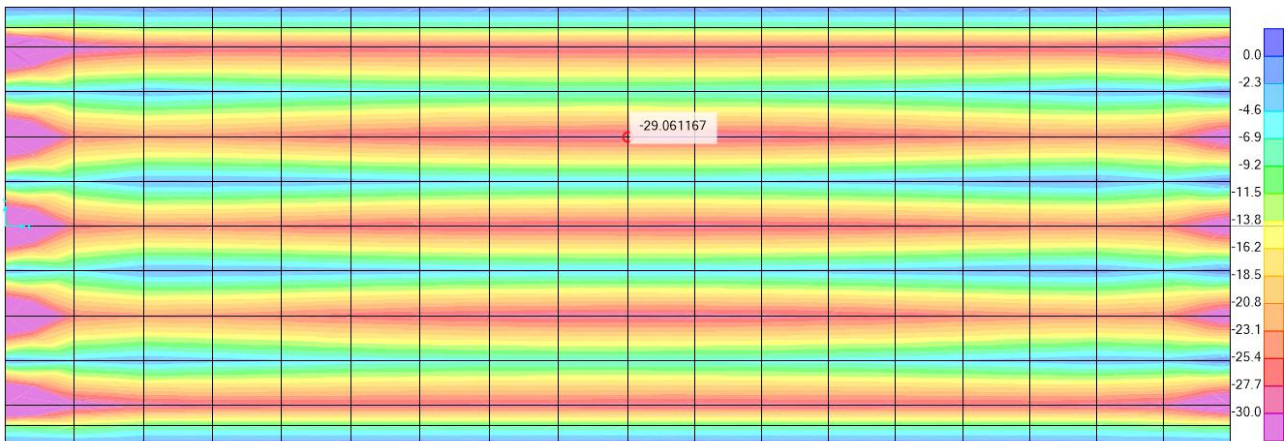


O momento máximo transversal máximo (M22), por sua vez, vale 32,80kN.m enquanto o mínimo transversal vale -29,06kN.m/m.

*Envoltória de momentos positivos:*



*Envoltória de momentos negativos:*



## DIMENSIONAMENTO DA LAJE

### VERIFICAÇÃO NO ESTADO LIMITE ULTIMO PARA FLEXÃO

Cálculo do Momento Resistente:

|      | $bw$ (cm) | $h$ (cm) | $d$ (cm) | $As$ (cm <sup>2</sup> ) | $f_{yd}$ (Mpa) | $f_{ck}$ (Mpa) | $x$ (cm) | $x_{23}$ (cm) | $x_{34}$ (cm) | $MRd$ (kN.m)  |
|------|-----------|----------|----------|-------------------------|----------------|----------------|----------|---------------|---------------|---------------|
| Mmáx | 100       | 22       | 16       | 8.59cm <sup>2</sup>     | 435            | 30             | 2.56     | 4.15          | 10.05         | <b>55.93</b>  |
| Mmín | 100       | 22       | 19       | 5.50cm <sup>2</sup>     | 435            | 30             | 1.64     | 4.93          | 11.94         | <b>-43.85</b> |

$d'$  positivo = 6cm.

$d'$  negativo = 3cm.

Perto dos apoios, predomina o efeito local, a medida que nos aproximamos do meio do vão, o efeito global se manifesta como principal.

A laje será armada uniformemente ao longo do comprimento, portanto, o momento solicitante **transversal** máximo é o maior entre o oriundo dos efeitos locais e globais nesta direção, resulta portanto igual a:

$$M_{22\text{mín}} = -29,06\text{kN.m/m} < M_{rd} = -43,85\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 10 \text{ a cada } 15\text{cm.}$$

$$M_{22\text{máx}} = 32,80\text{kN.m/m} < M_{rd} = 55,93\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 12,5 \text{ a cada } 15\text{cm.}$$

Na direção **longitudinal**, predomina o efeito global (que considera os esforços oriundos da deformação da estrutura em serviço). O valor máximo observado foi:

$$M_{11\text{máx}} = 10,55\text{kN.m/m} < M_{resistente} = 17,64\text{kN.m/m}, \text{ para } \varnothing 10 \text{ a cada } 20\text{cm}$$

### Verificação do ELU de Fadiga e do ELS de fissuração.

| <b>Fadiga</b>                     |        | Mom. Solicitante (kN.m/m)                  |                       | Mom. Solicitante (kN.m/m)                  |                       | <b>Fissuração</b>             |        |
|-----------------------------------|--------|--|-----------------------|--|-----------------------|-------------------------------|--------|
| Materiais (MPa)                   |        | Comb.Freq.(-)=                             | -7.23                 | Comb.Freq.(+)=                             | 8.66                  | Parâmetros de cálculo         |        |
| $f_{ck}$ =                        | 30     | Cálculo da linha neutra no estágio II puro |                       | Cálculo da linha neutra no estágio II puro |                       | $\phi$ (mm)=                  | 12.5   |
| $E_{cs}$ =                        | 26072  | a=   | 0.500                 | a=   | 0.5                   | espaç.=                       | 15     |
| $f_{yk}$ =                        | 500    | b=   | 0.011                 | b=   | 0.011                 | $\sigma$ (MPa)=               | 64.84  |
| $E_s$ =                           | 210000 | c=   | -0.001                | c=   | -0.001                | $E_{si}$ (GPa)=               | 210000 |
| $\alpha_e$ =                      | 8.05   | $\Delta$ =                                 | 0.003                 | $\Delta$ =                                 | 0.003                 | $f_{ck}$ (MPa)=               | 30     |
| Seção (m)                         |        | $X_{II}$ (m)=                              | 0.041                 | $X_{II}$ (m)=                              | 0.041                 | $f_{ctm}$ (MPa)=              | 2.90   |
| h=                                | 0.22   | $I_{k,II}$ =                               | 0.00014m <sup>4</sup> | $I_{k,II}$ =                               | 0.00014m <sup>4</sup> | $A_{crI}$ (cm <sup>2</sup> )= | 185.6  |
| bw=                               | 1.000  | Deformações (‰)                            |                       | Deformações (‰)                            |                       | $\rho_{crI}$ =                | 0.0066 |
| $d_{sup}$ =                       | 0.03   | $\xi_c$ =                                  | -0.082                | $\xi_c$ =                                  | -0.099                | $\eta_1$ =                    | 2.25   |
| $d_{inf}$ =                       | 0.17   | $\xi_{sup}$ =                              | -0.022                | $\xi_{sup}$ =                              | 0.027                 | Cálc. Abertura de fissura     |        |
|                                   |        | $\xi_{inf}$ =                              | -0.258                | $\xi_{inf}$ =                              | 0.309                 | w1 (mm)=                      | 0.01   |
| Arm. Adotada (cm <sup>2</sup> /m) |        | Tensões (MPa)                              |                       | Tensões (MPa)                              |                       | w2 (mm)=                      | 0.09   |
| 7 $\varnothing$ 10.0              |        | $\sigma_c$ =                               | -2.15                 | $\sigma_c$ =                               | -2.57                 | wlim (mm)=                    | 0.30   |
| $As_{sup}$ =                      | 5.50   | $\sigma_{s,sup}$ =                         | -4.70                 | $\sigma_{s,sup}$ =                         | 5.63                  | Verif. $w < w_{lim}$          | OK     |
| 7 $\varnothing$ 12.5              |        | $\sigma_{s,inf}$ =                         | -54.13                | $\sigma_{s,inf}$ =                         | 64.84                 |                               |        |
| $As_{inf}$ =                      | 8.59   | Flutuação da tensão (MPa)                  |                       | Verificação da flutuação                   |                       |                               |        |
|                                   |        | $\Delta\sigma_{s,sup}$ =                   | 10.33                 | $\Delta\sigma_{s,sup}$ =                   | OK                    |                               |        |
|                                   |        | $\Delta\sigma_{s,inf}$ =                   | 118.97                | $\Delta\sigma_{s,inf}$ =                   | OK                    |                               |        |
|                                   |        | Flutuação limite (MPa)                     |                       |  |                       |                               |        |
|                                   |        | $\Delta\sigma_{s,lim sup}$ =               | 190                   |  |                       |                               |        |
|                                   |        | $\Delta\sigma_{s,lim inf}$ =               | 190                   |  |                       |                               |        |

## REAÇÕES DE APOIO PARA OS VIADUTOS RODOVIÁRIOS

Foi previsto previsto um apoio por extremidade de longarina.

Para efeito de dimensionamento, serão calculadas as reações máximas, e com estes valores serão dimensionados os aparelhos de apoio, considerados iguais para todo viaduto.

### REAÇÕES DE APOIO DEVIDO ÀS CARGAS PERMANENTES

| <i>Permanentes verticais</i> | (kN/apoio)            |
|------------------------------|-----------------------|
| PP longarina                 | 105.09                |
| PPtransversina               | 26.46                 |
| PPlaje                       | 148.65                |
| Pppavimentação               | 77.08                 |
| Ppguarda-rodas               | 29.00                 |
| Ppguarda-corpo               | 0.00                  |
| PPalas                       | 21.02                 |
| PPlaje_aprox.                | 50.63                 |
| <b>Total:</b>                | <b>457.93kN/apoio</b> |

| <i>Ocasionais</i>          | (kN/apoio)           |
|----------------------------|----------------------|
| Frenagem (longitudinal)    | 13.50                |
| Creep (longitudinal)       | 10.72                |
| Vento (transversal)        | 22.47                |
| <b>Total longitudinal:</b> | <b>24.22kN/apoio</b> |
| <b>Total Transversal:</b>  | <b>22.47kN/apoio</b> |

### REAÇÕES DE APOIO DEVIDO À CARGA MÓVEL

As reações verticais foram determinadas através da análise do modelo de elementos finitos; as cargas móveis consideradas são as previstas pela NBR 7188 - 1982.

Considerando que todos os aparelhos de apoio serão iguais, posicionou-se o veículo a fim de determinar a maior reação possível e a partir desse valor dimensioná-lo.

#### Reações verticais máximas (em kN)

| viga n.º | Reação total | Reação máxima |
|----------|--------------|---------------|
| 1        | 314.90       | 314.90        |
| 2        | 252.40       | 252.40        |
| 3        | 189.90       | 189.90        |
| 4        | 127.40       | 127.40        |
| 5        | 64.90        | 107.40        |

## VARIAÇÃO DIMENSIONAL DO TABULEIRO

Para fins de determinação da variação dimensional do tabuleiro, fez-se referência a um gradiente térmico uniforme de 20°C. Tratando-se de uma estrutura isostática, com apoios simples, a variação máxima do comprimento pode ser calculada como:

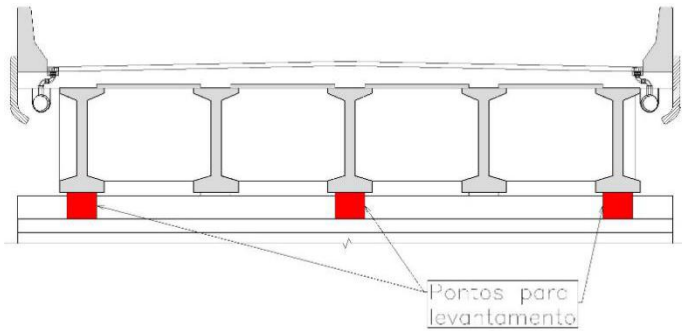
$$\Delta L = \alpha L \Delta T = 10 \times 10^{-6} \times 25 \times 20 = 0,5 \text{ cm}$$

## DIMENSIONAMENTO DO APARELHO DE APOIO

|   |          |     |  |     |       |                                 |          |          |
|---|----------|-----|--|-----|-------|---------------------------------|----------|----------|
| Carga permanente                                      | 457.93   | kN  | largura do aparelho: // eixo long. obra: | 400 | mm    | espessura da chapa externa      | 3        | mm       |
| Carga acidental                                       | 314.90   | kN  | comprimento do aparelho:                 | 250 | mm    | espessura da chapa interna      | 3        | mm       |
| Fator majoração cargas vivas                          | 1.50     |     | espessura camada de elastômero: ti       | 10  | mm    | cobrimto vertical               | 3        | mm       |
| Rotação long. permanente                              | 3.20E-04 | rad | altura total elastômero = n.ti           | 30  | mm    | cobrimto horizontal             | 4        | mm       |
| Rotação long. acidental                               | 2.73E-04 | rad | G  | 0.9 | MPa   | n° de aparelhos para uso/vão    | 14       | unidades |
| Horizontal long. permanente                           | 0.00     | kN  | fjk                                      | 210 | MPa   | n° de aparelhos pl/ensaio       | 1        | unidades |
| Horizontal long. acidental                            | 24.22    | kN  | atrito: concreto (6) ou demais (2)       | 6   | fator |                                 |          |          |
| Deslocamento long. permanente                         | 5.00     | mm  |  |     |       |                                 |          |          |
| Deslocamento long. acidental                          | 0.00     | mm  |  |     |       |                                 |          |          |
| Deslocamento total permanente                         | 5.0      | mm  |  |     |       | Fator de forma ti               | 7.48     |          |
| Deslocamento total acidental                          | 4.8      | mm  |  |     |       | Fator de forma cobrimto         | 17.81    |          |
| Tensão normal considerando área total do aparelho     | 7.73     | MPa |  |     |       | H total                         | 48.0     | mm       |
| Tensão normal com área reduzida                       | 8.36     | MPa |  |     |       | $\sigma_{adm}$ em área reduzida | 12.5     | MPa      |
| Tensão normal permanente com área reduzida            | 4.89     | MPa |  |     |       | $\sigma_{adm}$ em área reduzida | 3        | MPa      |
| Tmin - deslizamento - cargas permanentes              | 4.4      | mm  |  |     |       | Volume Unitário                 | 4.800    | dm3      |
| Tmin - deslizamento - cargas totais                   | 10.0     | mm  |  |     |       | Volume Total para Compra        | 72.000   | dm3      |
| Tmin - limitação deslocamento horizontal              | 14.1     | mm  |  |     |       |                                 |          |          |
| T <sub>1</sub> máx para estabilidade                  | 129.99   | mm  |  |     |       | VERIFICAÇÃO PELO UIC-CODE       |          |          |
| Soma das deflexões das camadas internas               | 2.4891   | mm  |  |     |       | Soma deflexões cam.internas     | 1.0038   | mm       |
| Soma das deflexões das camadas de cobrimto            | 0.0587   | mm  |  |     |       | Soma deflexões cam. cobrim.     | 0.0386   | mm       |
| Deflexão total  | 2.5477   | mm  |  |     |       | Deflexão total                  | 1.0425   | mm       |
| Rotação admissível pela análise da estabilidade       | 1.95E-02 | rad |  |     |       | Rot.adm. por estabilidade (K=1) | 1.56E-02 | rad      |
| Rotação admissível sem considerar camadas cobrimto    | 1.90E-02 | rad |  |     |       | Idem, sem cam. cobrimto (K=1)   | 1.51E-02 | rad      |
| Rotação adicional permanente pelo limite deformação 5 | 8.98E-03 | rad |  |     |       | Rot. adm. permanente            | 9.20E-03 | rad      |
| Deformação de cisalhamento por esforços normais       | 2.24     |     |  |     |       |                                 |          |          |
| Deformação de cisalhamento por esforços horizontais   | 0.27     |     |  |     |       |                                 |          |          |
| Deformação de cisalhamento devida às rotações         | 0.19     |     |  |     |       |                                 |          |          |
| Deformações totais por cisalhamento no elastômero     | 2.70     |     |  |     |       |                                 |          |          |
| Deformações totais por cisalhamento no cobrimto       | 1.58     |     |  |     |       |                                 |          |          |
| Espessura mínima para a chapa interna de aço          | 1.03     | mm  |  |     |       |                                 |          |          |

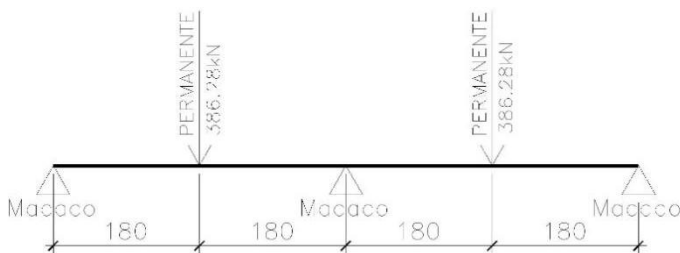
## TRANSVERSINAS

Para o cálculo das transversinas foi considerada a hipótese de levantamento do tabuleiro em 3 pontos simultâneos posicionados conforme a figura abaixo:



O carregamentos permanentes atuantes estão indicados no modelo a seguir:

| <i>Permanentes verticais</i> | (kN/apoio)            |
|------------------------------|-----------------------|
| PP longarina                 | 105.09                |
| PPtransversina               | 26.46                 |
| PPlaje                       | 148.65                |
| Pppavimentação               | 77.08                 |
| Ppguarda-rodas               | 29.00                 |
| <b>Total:</b>                | <b>386.28kN/apoio</b> |



Resultando nos seguintes esforços:

Diagrama de Momento Fletor:

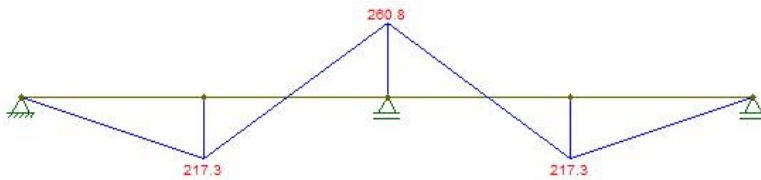
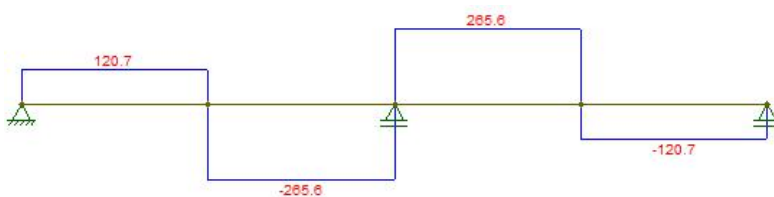


Diagrama de esforços cortantes:



## Dimensionamento das transversinas

Os esforços solicitantes utilizados no dimensionamento foram:

$M_d = -260,8 \times 1,4 = -365.12 \text{ kN.m}$  (momento máximo negativo)

$M_d = 217,3 \times 1,4 = 304.22 \text{ kN.m}$  (momento máximo positivo)

$V_d = 265,6 \times 1,4 = 371,84 \text{ kN}$  (esforço cortante máximo)

A transversina tem largura  $b=40\text{cm}$  e altura  $h=120+22\text{cm}=142\text{cm}$ .

### Verificação à flexão:

**Titulo:** i140 L=25m b=8.80m

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

| N° | b [cm] | h [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | 40     | 142    |

| N° | As [cm²] | d [cm] |
|----|----------|--------|
| 1  | 19.63    | 132    |
| 2  | 12       | 10     |

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Collecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n

| N | Ed  | 0       | 0 | kN  |
|---|-----|---------|---|-----|
| M | xEd | -365.12 | 0 | kNm |
| M | yEd | 0       | 0 |     |

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione:**  
 Retta  Deviata

**Materiali:**  
 CA50 C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  378.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  14.17 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.892 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  260 N/mm²  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**M**  $M_{xRd}$  -580.6 kN m

$\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  378.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  42.87 ‰  
 d 132 cm  
 x 9.964 x/d 0.07549  
 $\delta$  0.7

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

Adotou-se 4Ø20 para armadura negativa (12,57cm²) e 4Ø25 para armadura positiva (19,63cm²) O momento atuante ( $M_{Sd} = -365,12 \text{ kN.m}$ ) é menor que o resistente ( $M_{Rd} = -580,6 \text{ kN.m}$ ), portanto o elemento resiste.

## Verificação ao cortante:

### Características geométricas:

$$\begin{aligned} b_w &= 40\text{cm} \\ d &= 137\text{cm} \\ A_{sw} &= 2.45\text{cm}^2 \\ s &= 25\text{cm} \end{aligned}$$

### Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 371.84\text{kN} \leq 737.14\text{kN} \\ T_{sd} &= 0.00\text{kN.m} \leq 170.46\text{kN} \end{aligned}$$

### resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 2377.93\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 737.14\text{kN}$$

### Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen} 2\theta$$

$$TRd2 = 277.85\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 4729.09\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \text{tg} \theta$$

$$TRd4 = 170.46\text{kN.m}$$

### COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

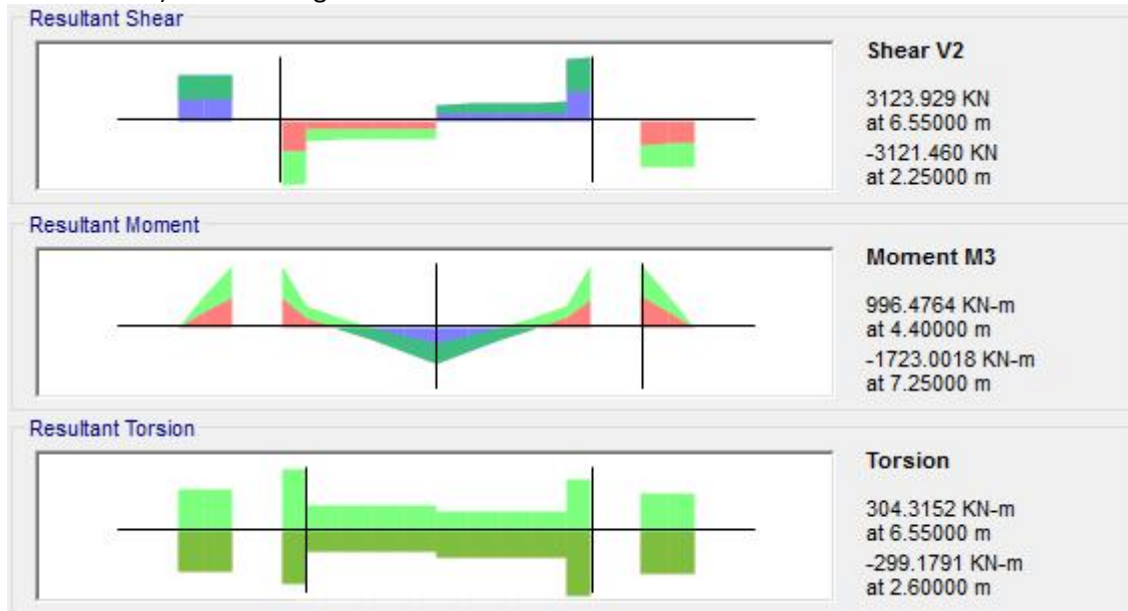
$$0.1564 \leq 1.0000$$

## MESOESTRUTURA

### Travessas intermediárias

#### Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



|                    | <i>máx</i>        | <i>mín</i>        |
|--------------------|-------------------|-------------------|
| <b><i>Md</i> =</b> | <b>996.48kN.m</b> | <b>-1723,01kN</b> |
| <b><i>Vd</i> =</b> | <b>3123.93kN</b>  |                   |
| <b><i>Td</i> =</b> | <b>304.32kN.m</b> |                   |

#### Dimensionamento

##### *Dimensionamento à flexão das travessas intermediárias*

Em cada travessa, adotaram-se 20 barras de  $\varnothing 20\text{mm}$  ( $62,83\text{cm}^2$ ) como armadura positiva e 20 barras de  $\varnothing 20\text{mm}$  ( $62,83\text{cm}^2$ ) como armadura negativa.



**Titulo :** TravessaCentral I140 L=25m B=8.80 (20020+20020)

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | -80    | 0      |
| 2  | 80     | 0      |
| 3  | 92.5   | 70     |
| 4  | 92.5   | 89     |
| 5  | 67.5   | 90     |
| 6  | 67.5   | 120    |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1  | 62.83    | 0      | 115    |
| 2  | 62.83    | 0      | 5      |

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**  
CA50 C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  378.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.892 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  260 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

M<sub>xRd</sub> -2,642 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  378.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  56.35 ‰  
d 115 cm  
x 6.725 x/d 0.05848  
 $\delta$  0.7

**Titulo :** TravessaCentral I140 L=25m B=8.80 (20020+20020)

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|
| 1  | -80    | 0      |
| 2  | 80     | 0      |
| 3  | 92.5   | 70     |
| 4  | 92.5   | 89     |
| 5  | 67.5   | 90     |
| 6  | 67.5   | 120    |

| N° | As [cm²] | x [cm] | y [cm] |
|----|----------|--------|--------|
| 1  | 62.83    | 0      | 115    |
| 2  | 62.83    | 0      | 5      |

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**  
CA50 C25/30  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  378.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.892 ‰  $\sigma_{c,adm}$  9.75 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  260 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6  
 $\tau_{c1}$  1.829

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

M<sub>xRd</sub> 2,637 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  378.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  53.58 ‰  
d 115 cm  
x 7.052 x/d 0.06132  
 $\delta$  0.7

O momento negativo resistente ( $M_{rd} = -2642.0 \text{ kN.m}$ ) é maior que o solicitante ( $M_{sd} = -1723,01 \text{ kN.m}$ ). O momento positivo resistente ( $M_{rd} = 2637,0 \text{ kN.m}$ ) é maior que o solicitante ( $M_{sd} = 996.48 \text{ kN.m}$ ) Portanto a seção está verificada.

## Dimensionamento ao cortante das travessas

### Características geométricas:

$$\begin{aligned} b_w &= 160\text{cm} \\ d &= 115\text{cm} \\ A_{sw} &= 4.91\text{cm}^2 \\ s &= 10\text{cm} \end{aligned}$$

### Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1199.30\text{kN} \leq 3008.36\text{kN} \\ T_{sd} &= 168.31\text{kN.m} \leq 834.53\text{kN} \end{aligned}$$

### resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{Rd2} = 9368.23\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$V_{Rd3} = 3008.36\text{kN}$$

### Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\theta$$

$$T_{Rd2} = 1296.12\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$T_{Rd3} = 17336.55\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot tg \theta$$

$$T_{Rd4} = 834.53\text{kN.m}$$

### COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

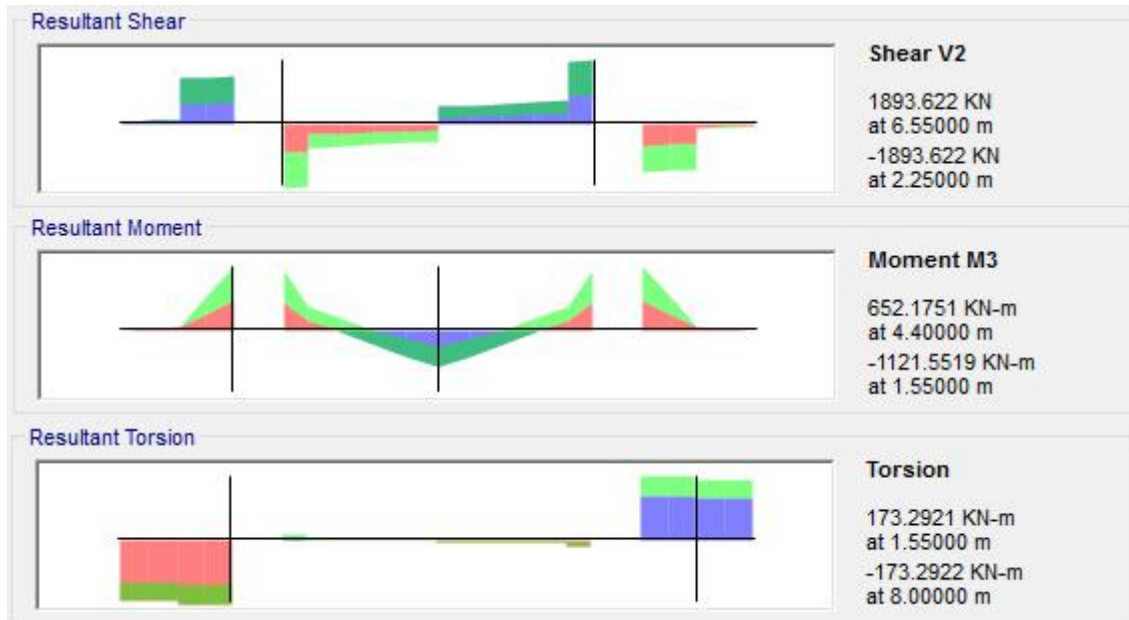
$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

$$0.2579 \leq 1.0000$$

## Travessas dos encontros

### Esforços de cálculo:

Os valores de cálculo usados para o dimensionamento das armaduras (resultado da combinação mais desfavorável) foram os seguintes:



|             | máx               | mín                 |
|-------------|-------------------|---------------------|
| <b>Md =</b> | <b>652.18kN.m</b> | <b>-1121.56kN.m</b> |
| <b>Vd =</b> | <b>1893.63kN</b>  |                     |
| <b>Td =</b> | <b>173.29kN.m</b> |                     |

## Dimensionamento

### Dimensionamento à flexão das travessas dos encontros

Em cada travessa, são necessárias 18 barras de  $\varnothing 20\text{mm}$  ( $56,55\text{cm}^2$ ) como armadura positiva e 18 barras de  $\varnothing 20\text{mm}$  ( $56,55\text{cm}^2$ ) como armadura negativa.

**Título:** TravessaEncontro L=25 B=8.80 7i140 (18 $\varnothing$ 20+18 $\varnothing$ 20)

N° Vertici: 13 Zoom N° barre: 2 Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] | N° | As [cm <sup>2</sup> ] | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|----|-----------------------|--------|--------|
| 1  | 0      | 0      | 1  | 56.55                 | 80     | 5      |
| 2  | 160    | 0      | 2  | 56.55                 | 80     | 115    |
| 3  | 172.5  | 70     |    |                       |        |        |
| 4  | 172.5  | 89     |    |                       |        |        |
| 5  | 147.5  | 90     |    |                       |        |        |
| 6  | 147.5  | 120    |    |                       |        |        |

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 652.18 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 6.684 kNm

**Materiali**  
CA50 C25/30  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 378.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.892 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
σ<sub>s,adm</sub> 260 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 378.3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 4.685 ‰  
d 282 cm  
x 120.6 x/d 0.4276  
δ 0.9745

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

**Título:** TravessaEncontro L=25 B=8.80 7i140 (18 $\varnothing$ 20+18 $\varnothing$ 20)

N° Vertici: 13 Zoom N° barre: 2 Zoom

| N° | x [cm] | y [cm] | N° | As [cm <sup>2</sup> ] | x [cm] | y [cm] |
|----|--------|--------|----|-----------------------|--------|--------|
| 1  | 0      | 0      | 1  | 56.55                 | 80     | 5      |
| 2  | 160    | 0      | 2  | 56.55                 | 80     | 115    |
| 3  | 172.5  | 70     |    |                       |        |        |
| 4  | 172.5  | 89     |    |                       |        |        |
| 5  | 147.5  | 90     |    |                       |        |        |
| 6  | 147.5  | 120    |    |                       |        |        |

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> -1121.56 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**P.to applicazione N**  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -2.379 kNm

**Materiali**  
CA50 C25/30  
ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 378.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.892 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
σ<sub>s,adm</sub> 260 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6  
τ<sub>c1</sub> 1.829

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub> 378.3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub> 3.271 ‰  
ε<sub>s</sub> 53.44 ‰  
d 143.5 cm  
x 6.632 x/d 0.04621  
δ 0.7

**Tipo Sezione**  
Rettan.re Trapezi  
a T Circolare  
Rettangoli Coord.

**Metodo di calcolo**  
S.L.U.+ S.L.U.-  
Metodo n

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

O momento negativo resistente (M<sub>rd</sub>=-2379kN.m) é maior que o solicitante (M<sub>sd</sub>=-1121.56kN.m). O momento positivo resistente (M<sub>rd</sub>=6684.0kN.m) é maior que o solicitante (M<sub>sd</sub>=652,18kN.m). Portanto a seção está verificada.

## Dimensionamento ao cortante das travessas

### Características geométricas:

$$\begin{aligned} b_w &= 160\text{cm} \\ d &= 115\text{cm} \\ A_{sw} &= 3.14\text{cm}^2 \\ s &= 10\text{cm} \end{aligned}$$

### Esforços solicitantes:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 1893.63\text{kN} \leq 2213.14\text{kN} \\ T_{sd} &= 173.29\text{kN.m} \leq 320.57\text{kN} \end{aligned}$$

### resistência ao ESFORÇO CORTANTE

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

$$VRd2 = 9368.23\text{kN}$$

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

$$VRd3 = 2213.14\text{kN}$$

### Resistência à TORÇÃO

A resistência decorrente das diagonais comprimidas de concreto vale:

$$T_{Rd2} = 0,50 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen} 2\theta$$

$$TRd2 = 748.13\text{kN.m}$$

A resistência decorrente dos estribos normais ao eixo do elemento estrutural vale:

$$T_{Rd3} = (A_{90} / s) \cdot f_{ywd} \cdot 2 \cdot A_e \cdot \cot g \theta$$

$$TRd3 = 8429.60\text{kN.m}$$

A resistência decorrente das armaduras longitudinais atende à expressão:

$$T_{Rd4} = (A_{sl} / u) \cdot 2 \cdot A_e \cdot f_{ywd} \cdot \text{tg} \theta$$

$$TRd4 = 320.57\text{kN.m}$$

### COMBINAÇÃO DE TORÇÃO E FORÇA CORTANTE

A resistência à compressão diagonal do concreto deve ser satisfeita atendendo à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

$$0.4338 \leq 1.0000$$

## Infraestrutura

### Carregamentos

#### Cargas permanentes

**a) Peso próprio da longarina**

$$PP_{\text{viga}} = (0.3363 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 8.41 \text{kN/m}$$

**b) Peso da transversina:**

$$PP_{\text{transversina}} = (1.0584 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 26.46 \text{kN/extremidade de viga}$$

**c) Peso da laje:**

$$PP_{\text{laje}} = 0.27 \text{m} \times 25 \text{kN/m}^3 = 6.75 \text{kN/m}^2$$

**d) Peso da pavimentação:**

$$PP_{\text{laje}} = 0.06 \text{m} \times 24 \text{kN/m}^3 + 2 \text{kN/m}^3 = 3.44 \text{kN/m}^2$$

**e) Peso do guarda rodas**

$$PP_{\text{gr}} = (0.2318 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 5.8 \text{kN/m}$$

**f) Peso do guarda corpo**

$$PP_{\text{gcorpo}} = 0 \text{kN/m}$$

**g) Peso próprio da travessa central (viga de apoio):**

$$PP_{\text{trav.central}} = (2.1925 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 54.81 \text{kN/m}$$

**h) Peso próprio da travessa do encontro**

$$PP_{\text{trav.encontro}} = (2.455207 \text{m}^2 \times 25 \text{kN/m}^3) = 61.38 \text{kN/m}$$

**i) Peso próprio das alas**

$$PP_{\text{alas}} = 2.1 \text{m}^3 \times 25 \text{kN/m}^3 = 52.54 \text{kN/ala}$$

$$\text{Mala} = 129.25 \text{kN.m}$$

**j) Peso laje de aproximação + camada de 50cm de solo**

$$PP_{\text{lajeaprox}} = (4 \text{m} \times 0.25 \text{m} \times 25 \text{kN/m}^3 + 4 \text{m} \times 0.5 \text{m} \times 18 \text{kN/m}^3) / 2 = 30.5 \text{kN/m}$$

**k) Peso próprio do pilar**

$$PP_{\text{pilar}} = 3.1415 \times (1.4)^4 / 4 \times 25 \text{kN/m}^3 = 75.43 \text{kN/m}$$

## Cargas variáveis

### a) Frenagem

Veículo: T45

Carga multidão:  $p=5\text{kN/m}^2$

Carga móvel do caminhão:  $P=450\text{kN}$

Largura da pista: 8m

Comprimento da pista: 25.025m

$$F1 = 0.3 \times 450 = 135\text{kN}$$

$$F2 = 0.05 \times 17.54 \times 8 \times 25.025 = 175.61\text{kN} \quad (\text{adotado})$$

### b) Força longitudinal devida às deformações lentas e variação térmica (Creep)

Considerou-se, de forma simplificada, que as cargas horizontais causadas por esses fenômenos sejam equivalentes a 3% do peso total da superestrutura:

$$F_{\text{long}} = 3\% \times 965.85 = 28.98 \text{ kN/pilar}$$

### c) Vento

|                      |                       |
|----------------------|-----------------------|
| S1=                  | 1                     |
| categoria=           | 1                     |
| classe=              | B                     |
| S3=                  | 1.1                   |
| Coef. de força (Cf)= | 1.4                   |
| Velocidade básica=   | 35.0m/s               |
| z=                   | 6m                    |
| S2=                  | 1.05                  |
| Área de influência = | 80.10m <sup>2</sup>   |
| Vk=                  | 40.43m/s              |
| qv=                  | 1.40kN/m <sup>2</sup> |
| Fvento =             | 112.34kN/pórtico      |

### d) Correnteza

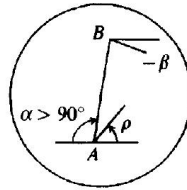
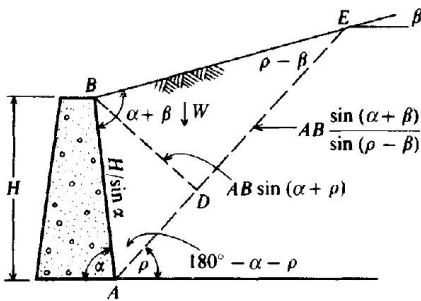
|   |                       |
|---|-----------------------|
| Seção do pilar =                            | circular              |
| ângulo de incidência=                       | 90°                   |
| V <sub>máx</sub> da água (V <sub>a</sub> )= | 2.00m/s               |
| k=  | 0.34                  |
| largura do pilar =                          | 1.40m                 |
| $p = k \times V_a^2 =$                      | 1.36kN/m <sup>2</sup> |
| F <sub>corrent</sub> =                      | 1.90kN/m              |

## EMPUXO DE TERRA

Os esforços decorrentes do empuxo do aterro sobre o muro foram calculados utilizando o Método de Coulomb:

$$\text{Considerando } K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2}$$

$$\text{O Empuxo ativo } P_a = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \cdot k_a .$$



$$\begin{aligned} \text{Area} &= \frac{1}{2} \overline{BD} (\overline{AE}) \\ \overline{AE} &= \overline{AB} \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \\ \overline{BD} &= \overline{AB} \sin(\alpha + \rho) \\ \overline{AB} &= \frac{H}{\sin \alpha} \end{aligned}$$

| Empuxo                      |           |                    |        |                                |       |       |      |       |      |       |                       |                      |                       |
|-----------------------------|-----------|--------------------|--------|--------------------------------|-------|-------|------|-------|------|-------|-----------------------|----------------------|-----------------------|
| Sobrecarga no topo do muro: |           |                    |        |                                |       |       |      |       |      |       |                       |                      |                       |
| q=                          |           | 5kN/m <sup>2</sup> |        | Tamanho do segmento BE= 4,07m  |       |       |      |       |      |       |                       |                      |                       |
| N.A.=                       |           | 10,00m             |        | (profundidade do nível d'água) |       |       |      |       |      |       |                       |                      |                       |
| Soil                        | Depth.(m) | γ                  | γusado | φ                              | c,kPa | α     | β    | ρ     | δ    | Ka    | Δp' <sub>o</sub> ,kPa | Wall pressure,qh,kPa | Water pressure,qw,kPa |
| 1                           | 0         | 18,00              | 18,00  | 30,00                          | 10,00 | 90,00 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 0,333 | 5,00                  | -9,88                | 0,00                  |
|                             | 3,05-dz   |                    |        |                                |       |       |      |       |      |       | 59,90                 | 8,42                 | 0,00                  |
| 2                           | 3,05+dz   | 18,00              | 18,00  | 30,00                          | 10,00 | 90,00 | 0,00 | 60,00 | 0,00 | 0,333 | 59,90                 | 8,42                 | 0,00                  |
|                             | 7,05      |                    |        |                                |       |       |      |       |      |       | 131,90                | 32,42                | 0,00                  |



## Cargas móveis

As cargas móveis (Classe 45) foram posicionadas ao longo da viga a fim de causar os máximos esforços. O valor da resultante máxima atuante em cada pilar considerando a distribuição de cargas mais desfavorável para cada caso, é igual a:

| Pórtico   | Carga móvel máx./pilar |
|-----------|------------------------|
| Centrais  | 499.50                 |
| Encontros | 474.75                 |

## Dimensionamento do fuste dos tubulões

A armadura mínima do fuste do tubulão, considerando o diâmetro de 140cm, equivale a 20  $\emptyset$  20mm. Verificou-se que para um fuste de comprimento total de 15m, sendo 12m sob ação de correnteza, a armadura é suficiente. Neste projeto, o comprimento do tubulão é menor, portanto menos solicitado, logo a seção está verificada.

A seguir segue dimensionamento do pilar de referência:

---

### PILAR 50x8,80 L=15: Dados Gerais

---

**Armação:** 20 $\phi$ 20 mm ( $A_s = 62.83 \text{ cm}^2$ )

**Propriedade seção bruta de concreto:**

Área:  $A_c = 15394 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade:  $x_{cg} = 70 \text{ cm}$

$y_{cg} = 70 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg:  $I_x = 18857410 \text{ cm}^4$

$I_y = 18857410 \text{ cm}^4$

**Taxa de armadura:**  $\rho_s = 0.41 \%$

**Materiais:** Concreto  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Aço  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

**Tipo de vinculação:** Pilar em Balanço

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

**Índice de Esbeltez:**  $\lambda_x = 86$

$\lambda_y = 86$

## PILAR 50x8,80 L=15: Dados Esforços

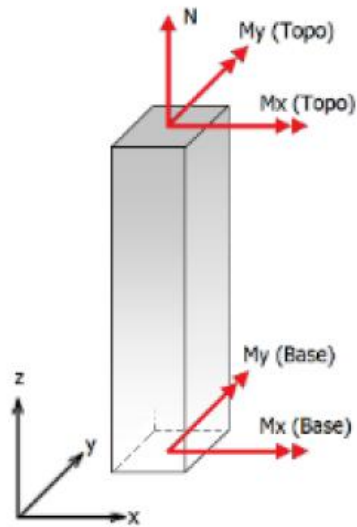


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços,  $N < 0$  para compressão

| Combinação | $N_{sk}$ | $M_{sk,x}(Topo)$ | $M_{sk,y}(Topo)$ | $M_{sk,x}(Base)$ | $M_{sk,y}(Base)$ |
|------------|----------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| 1          | -5414.2  | -412.3           | -93              | -806.2           | -247.4           |

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

## PILAR 50x8,80 L=15: Resumo verificação ELU

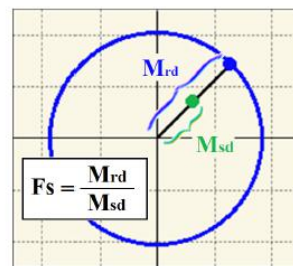


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

| Combinação | $N_{sd}$ | $M_{sd,x}$ | $M_{sd,y}$ | F.S. |
|------------|----------|------------|------------|------|
| 1          | -7579.9  | 1276.7     | -396.1     | 3.04 |

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

## PILAR 50x8,80 L=15: Resultados da combinação n° 1 (F.S. mínimo)

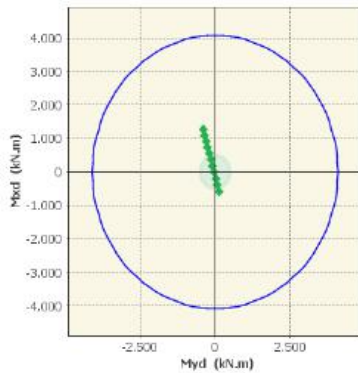


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

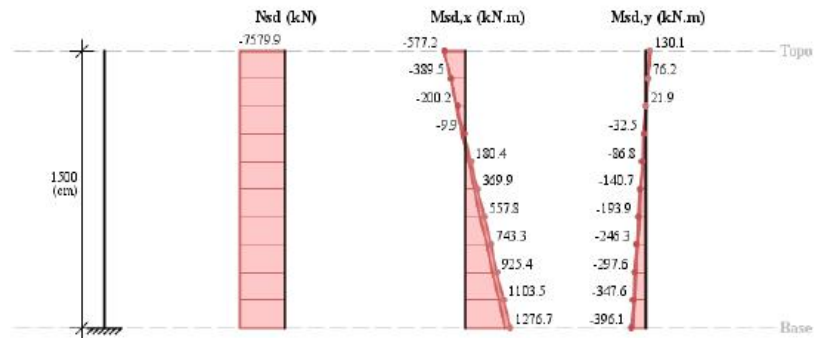


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

### Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método Geral com relação N, M, 1/r real em cada seção)

Os esforços locais de 2ª ordem são obtidos através da multiplicação do esforço normal pelo deslocamento transversal do pilar em cada seção. Conforme o item 15.3.1 da ABNT NBR 6118, estes efeitos podem ser calculados com as cargas majoradas por  $\gamma_f / \gamma_B$ , que posteriormente são majoradas por  $\gamma_B = 1.1$ .

#### Momentos em torno do eixo x:

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento Mx



Figura: Deslocamento  $w_y$

| z [m] | $M_{sd,tot,x} / \gamma_B$ [kN.m] | $1/r_x$ [ $10^3/m$ ] | $EI_{sec,x}$ [ $kN.m^2$ ] | $w_y$ [m] | $M_{sd1,x}$ [kN.m] | $M_{sd2,x}$ [kN.m] | $M_{sd,tot,x}$ [kN.m] |
|-------|----------------------------------|----------------------|---------------------------|-----------|--------------------|--------------------|-----------------------|
| 15    | -524.7                           | -0.149               | 3516099.01                | -0.01953  | -577.2             | 0                  | -577.2                |
| 13.5  | -354.1                           | -0.101               | 3517044.55                | -0.01728  | -406.6             | 17.1               | -389.5                |
| 12    | -182                             | -0.052               | 3517475.48                | -0.0148   | -236               | 35.9               | -200.2                |
| 10.5  | -9                               | -0.003               | 3517601.85                | -0.0122   | -65.5              | 55.6               | -9.9                  |
| 9     | 164                              | 0.047                | 3517393.58                | -0.0096   | 105.1              | 75.3               | 180.4                 |
| 7.5   | 336.3                            | 0.096                | 3516858.01                | -0.0071   | 275.7              | 94.2               | 369.9                 |
| 6     | 507.1                            | 0.144                | 3516276.98                | -0.00482  | 446.3              | 111.5              | 557.8                 |
| 4.5   | 675.7                            | 0.192                | 3515161.64                | -0.00286  | 616.9              | 126.4              | 743.3                 |
| 3     | 841.3                            | 0.24                 | 3514075.26                | -0.00134  | 787.5              | 138                | 925.4                 |
| 1.5   | 1003.2                           | 0.286                | 3512564.49                | -0.00035  | 958.1              | 145.4              | 1103.5                |
| 0     | 1160.6                           | 0.331                | 3510624.63                | 0         | 1128.6             | 148.1              | 1276.7                |

#### Momentos em torno do eixo y:

Tabela: Cálculo 2ª Ordem para o momento My

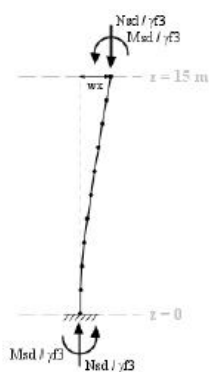


Figura: Deslocamento  $w_x$

| z [m] | $M_{sd,tot,y} / \gamma_B$ [kN.m] | $1/r_y$ [ $10^3/m$ ] | $EI_{sec,y}$ [ $kN.m^2$ ] | $w_x$ [m] | $M_{sd1,y}$ [kN.m] | $M_{sd2,y}$ [kN.m] | $M_{sd,tot,y}$ [kN.m] |
|-------|----------------------------------|----------------------|---------------------------|-----------|--------------------|--------------------|-----------------------|
| 15    | 118.3                            | 0.034                | 3516099.01                | 0.00656   | 130.1              | 0                  | 130.1                 |
| 13.5  | 69.2                             | 0.02                 | 3517044.55                | 0.00573   | 82.5               | -6.3               | 76.2                  |
| 12    | 19.9                             | 0.006                | 3517475.48                | 0.00485   | 34.8               | -13                | 21.9                  |
| 10.5  | -29.6                            | -0.008               | 3517601.85                | 0.00396   | -12.8              | -19.7              | -32.5                 |
| 9     | -78.9                            | -0.022               | 3517393.58                | 0.00309   | -60.5              | -26.3              | -86.8                 |
| 7.5   | -127.9                           | -0.036               | 3516858.01                | 0.00227   | -108.1             | -32.6              | -140.7                |
| 6     | -176.3                           | -0.05                | 3516276.98                | 0.00153   | -155.8             | -38.2              | -193.9                |
| 4.5   | -223.9                           | -0.064               | 3515161.64                | 0.0009    | -203.4             | -42.9              | -246.3                |
| 3     | -270.6                           | -0.077               | 3514075.26                | 0.00042   | -251.1             | -46.6              | -297.6                |
| 1.5   | -316                             | -0.09                | 3512564.49                | 0.00011   | -298.7             | -48.9              | -347.6                |
| 0     | -360.1                           | -0.103               | 3510624.63                | 0         | -346.3             | -49.7              | -396.1                |

## Dimensionamento da base do tubulão.

### Parâmetros geotécnicos

No cálculo das fundações em tubulões, foram definidos os parâmetros de dimensionamento a partir das proposições de Terzaghi.

### Verificação da base alargada

De acordo com os furos de sondagem apresentados, procurou-se apoiar a base das fundações em uma camada coerente de rocha. Para o dimensionamento considerou-se:

Tensão admissível  $q_{adm} \leq 1,0\text{MPa} = 1000\text{kPa}$ .

A tensão máxima atuante para o diâmetro de base considerado em cada pilar, equivale a:

| Pórtico | Nk      | Mky     | Mkx    | $q_{adm}$ (kPa) | Ø base (m) | tensão máxima |
|---------|---------|---------|--------|-----------------|------------|---------------|
| E1      | 2251.79 | 349.24  | 41.16  | 1000.00         | 3.00       | 347.10        |
| E1      | 2246.00 | 351.19  | 84.70  | 1000.00         | 3.00       | 349.26        |
| P1      | 4166.03 | 447.94  | 638.09 | 1000.00         | 3.00       | 679.61        |
| P1      | 3822.44 | 448.22  | 534.21 | 1000.00         | 3.00       | 618.34        |
| P2      | 4166.03 | 447.94  | 638.09 | 1000.00         | 3.00       | 679.61        |
| P2      | 3822.44 | 448.22  | 534.21 | 1000.00         | 3.00       | 618.34        |
| E2      | 2254.16 | -114.42 | 73.94  | 1000.00         | 3.00       | 284.84        |
| E2      | 2253.32 | -117.22 | 45.02  | 1000.00         | 3.00       | 281.65        |

Em todos os casos, a tensão admissível ( $q_{adm}$ ) é maior que a máxima atuante. A base está verificada.

José Gonçalo da Costa  
CREA RN 1207305522