



Código <b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>		Rev. <b>0</b>
Data <b>31/07/2019</b>	Folha <b>1 de 34</b>	

## ÍNDICE DE DOCUMENTOS

Emitente									
Título		<b>MEMORIAL DE CÁLCULO – TRECHO ÁGUA DOS MENINOS</b>							
Documentos de Referência									
Documentos Resultantes									
Observações									
0	31/07/19	Emissão inicial				VLT		/	/
Rev.	Data	Descrição da Revisão				Emitente	Verif.	Aprovação	
								CTB	
<b>Emissão Inicial</b>	31/07/19	VLT		31/07/19	CTB		/	CTB	
	Data	Elaboração	Visto	Data	Verificação	Visto	Data	Aprovação	Visto



Código		Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>		<b>0</b>
Data	Folha	
31/07/2019	2 de 34	

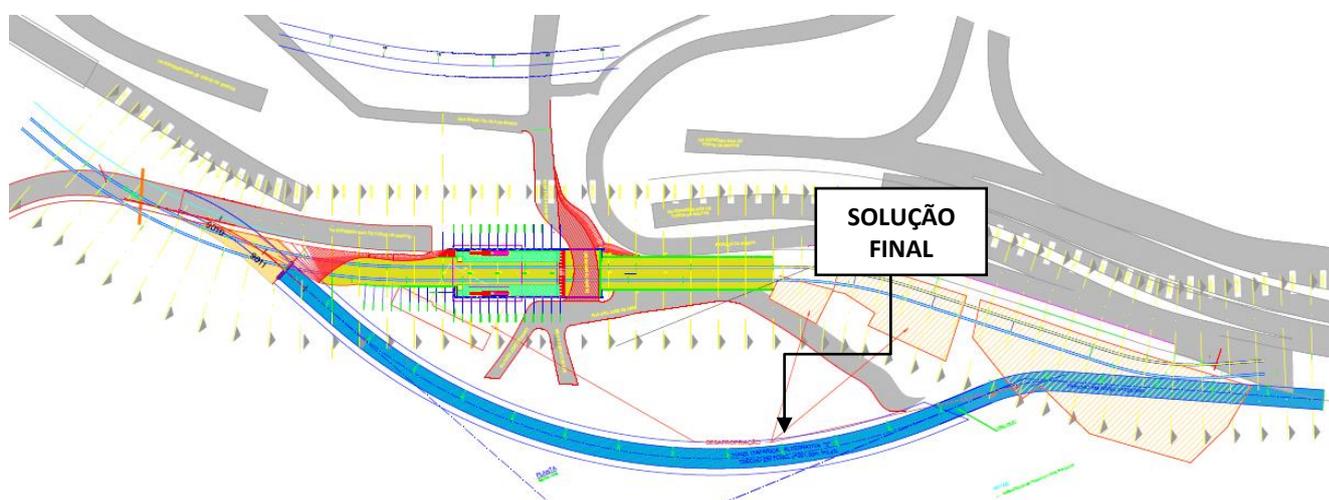
## Índice

I. INTRODUÇÃO .....	<b>3</b>
II. CORTINAS ATIRANDAS .....	<b>4</b>
1. SEÇÃO UNILATERAL – ESTACA 500,00 .....	4
2. SEÇÃO BILATERIAL – SIMÉTRICA – ESTACA 560,00 .....	10
3. SEÇÃO BILATERIAL –ASSIMÉTRICA – ESTACA 620,00 .....	16
III. ESTRUTURAS DE REATERRO .....	<b>23</b>
1. ESTRUTURA REATERRADA .....	23
2. ESTRUTURA DE ESTAÇÃO .....	27
IV. VIGAS/CABEÇAS DOS TIRANTES.....	<b>32</b>

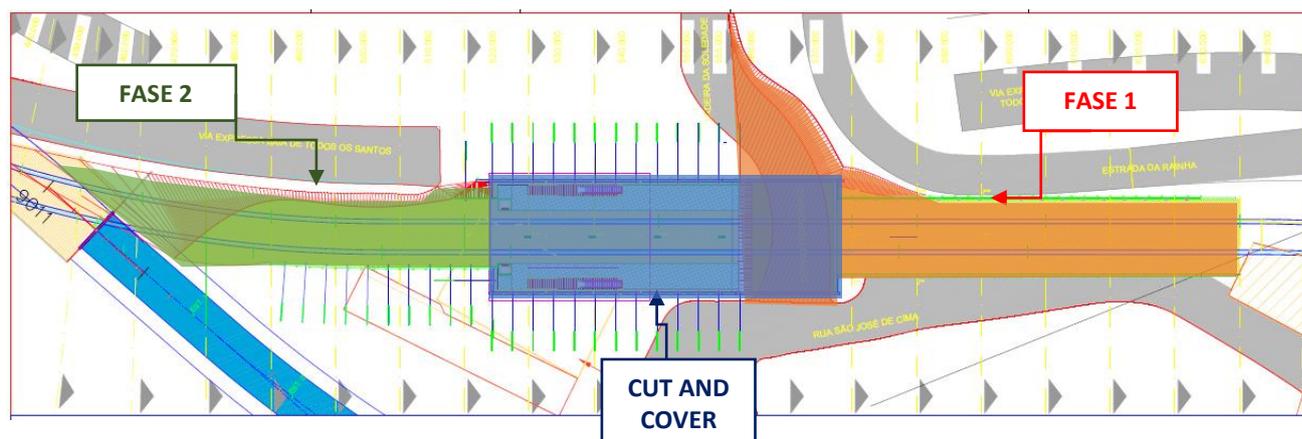
## I. INTRODUÇÃO

Para a construção de monotrilho foi necessária considerar a intersecção com o túnel da Ponte Salvador-Ilha de Itaparica. Dentre as inúmeras obras necessárias está prevista a execução de segmento em cut and cover em trecho entre estacas 550,00 e 580,00, praticamente paralelo aos túneis da Via Expressa – Baía de Todos os Santos.

As três possibilidades foram contempladas de implantação do túnel da ponte: a alternativa 1 e 2 que apresentam duas intersecções entre a ponte com o monotrilho e alternativa 3, que evita a intersecção posterior. A solução escolhida era alternativa 3, que está representada a seguir:



O faseamento de processo de escavação está ilustrado a seguir:



## II. CORTINAS ATIRANDAS

### 1. SEÇÃO UNILATERAL – ESTACA 500,00

O esquema típico da contenção projetada ao lado direito do emboque monotrilho está ilustrado a seguir na Figura 1.

Optou-se pelo dimensionamento da cortina atirantada considerando a escavação em “faixas” e não em “nichos” por ser considerada mais rápida e eficaz.

O espaçamento entre os tirantes é 1,60 m.

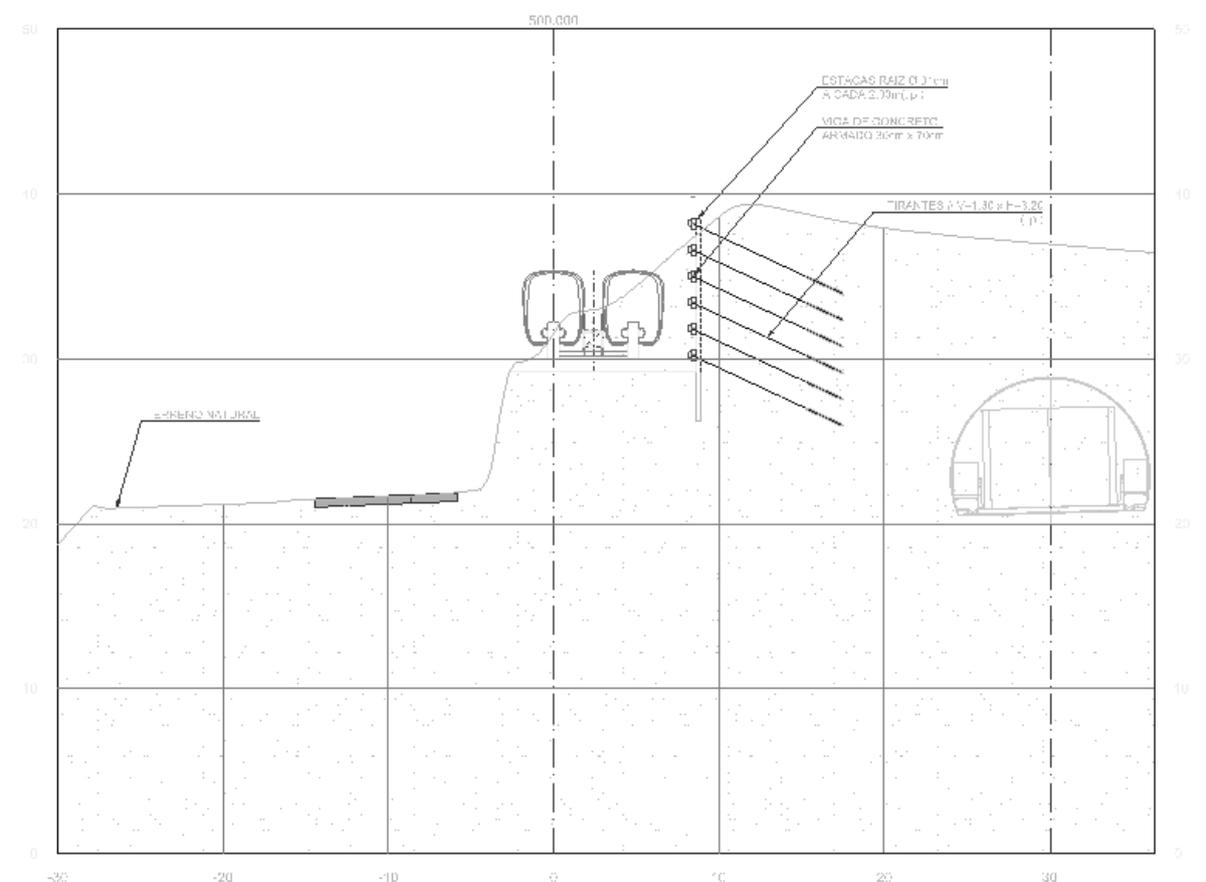


Figura 1 - Esquema típico da cortina atirantada – Emboque Monotrilho – estaca 500,00

A vista frontal, assim como as áreas de influência de cada tirante estão apresentadas na Figura 2.

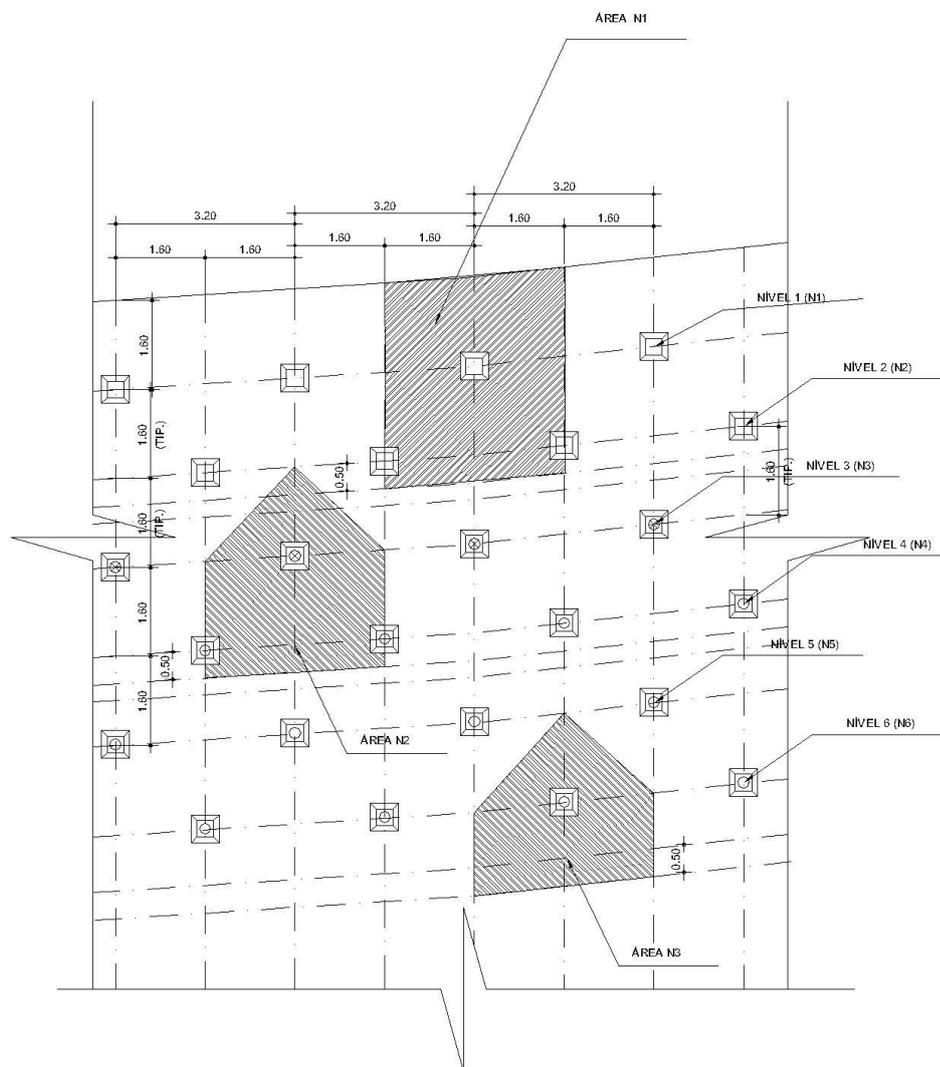


Figura 2 - Vista frontal da cortina atirantada – Emboque Monotrilha

Geometricamente e levando em conta um acréscimo de cerca de 0,50m para considerar o efeito da influência escavação em “faixas” para a escavação do level de tirantes seguinte, pode-se concluir que:

- Área N1 = 11,84m<sup>2</sup>
- Área N2 = 9,28m<sup>2</sup>
- Área N3 = 7,81m<sup>2</sup>

Para o cálculo dos empuxos atuantes na contenção, não foi admitida coesão do solo (a favor da segurança) e foi considerada sobrecarga de 1,0tf/m<sup>2</sup>. Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 e_0 &= (1,0 + 1,8,0) \cdot 0,3 = 0,300 \text{tf/m}^2 \\
 e_1 &= (1,0 + 1,8,1,6) \cdot 0,3 = 1,164 \text{tf/m}^2 \\
 e_2 &= [1,0 + 1,8 \cdot (2,1,6)] \cdot 0,3 = 2,028 \text{tf/m}^2 \\
 e_3 &= [1,0 + 1,8 \cdot (3,1,6)] \cdot 0,3 = 2,892 \text{tf/m}^2 \\
 e_4 &= [1,0 + 1,8 \cdot (4,1,6)] \cdot 0,3 = 3,756 \text{tf/m}^2 \\
 e_5 &= [1,0 + 1,8 \cdot (5,1,6)] \cdot 0,3 = 4,620 \text{tf/m}^2 \\
 e_6 &= [1,0 + 1,8 \cdot (6,1,6)] \cdot 0,3 = 5,484 \text{tf/m}^2
 \end{aligned}$$

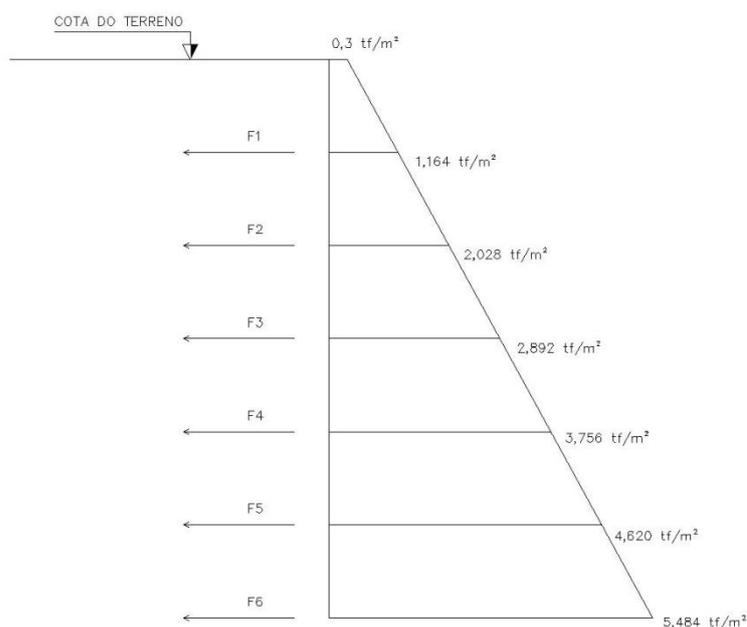


Figura 3 - Diagrama de empuxos da cortina atirantada – Emboque Monotrilho

Os tirantes foram dimensionados com inclinação de 25° em relação a horizontal e considerando o diâmetro do bulbo igual a 40cm em solo e 15cm em rocha.

Sabendo que:

$$F_n = \frac{\sigma_n \cdot A_{influencia}}{\cos 25^\circ}$$

- 1º Nível

$$F_1 = \frac{1,164 \cdot 11,84}{\cos 25^\circ} = 15,21 \text{tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 2º Nível



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	0
Data	Folha
31/07/2019	7 de 34

$$F_2 = \frac{2,028.9,28}{\cos 25^\circ} = 20,77 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 3º Nível

$$F_3 = \frac{2,892.9,28}{\cos 25^\circ} = 29,61 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 4º Nível

$$F_4 = \frac{3,756.9,28}{\cos 25^\circ} = 39,56 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLOØ41 (CAP. 51,4tf)

- 5º Nível

$$F_5 = \frac{4,620.9,28}{\cos 25^\circ} = 48,41 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLOØ41 (CAP. 51,4tf)

- 6º Nível

$$F_6 = \frac{5,484.7,81}{\cos 25^\circ} = 47,25 \text{ tf}$$



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	0
Data	Folha
31/07/2019	8 de 34

∴ ROCSOLO041 (CAP.51,4tf)

### Comprimentos Livre e de Ancoragem

Os comprimentos livres foram determinados através da cunha de ruptura saindo com  $45^\circ-\Phi/2$ .

Optou-se por ancorar em rocha o último level de tirante. Os comprimentos dos tirantes também se encontram ilustrados na figura 4. Saliencia-se que para melhor aproveitamento das barras e evitar desperdícios, os comprimentos foram adaptados.

Admitiu-se resistência do bulbo igual a  $5tf/m^2$  em solo (aterro e rocha alterada) e  $15tf/m^2$  em rocha (os coeficientes de segurança de 1,4 já se encontram considerados neste valor). Desta maneira:

- Nível 1, 2 e 3:

$$CA = \frac{35}{5} = 7m$$

- Nível 4 e 5:

$$CA = \frac{51,4}{5} \approx 10,5m$$

- Nível 6:

$$CA = \frac{51,4}{15} \approx 3,5m$$

Os comprimentos totais são dados por:

- CT1 = CA1+CL1 = 7+6,6 = 13,6m
- CT2 = CA2+CL2 = 7+6,6 = 13,6m
- CT3 = CA3+CL3 = 7+6,6 = 13,6m
- CT4 = CA4+CL4 = 10,5+3,1 = 13,6m
- CT5 = CA5+CL5 = 10,5+3,1 = 13,6m
- CT6 = CA6+CL6 = 3,5+11,8 = 13,6m

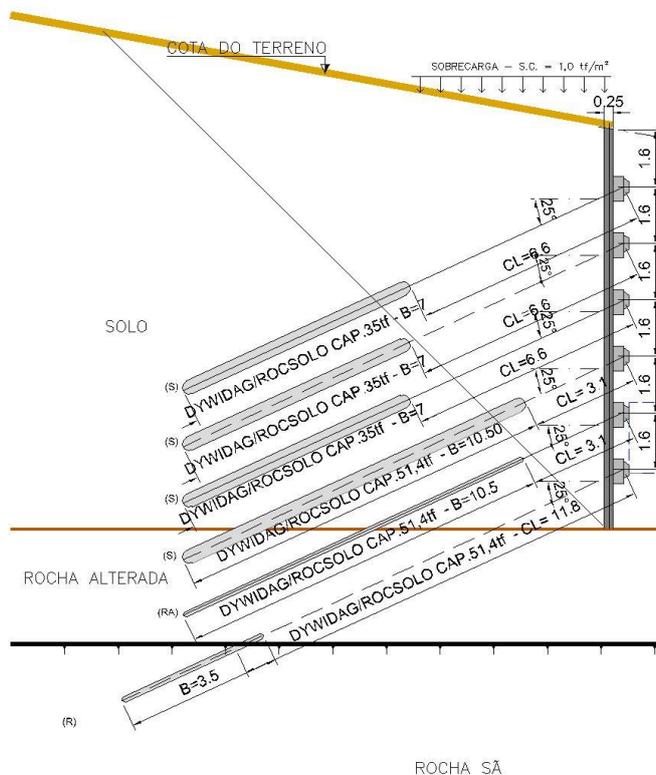


Figura 4 - Comprimentos livres e de ancoragem da cortina atirantada – Emboque Monotrilha

Com o auxílio do programa computacional de equilíbrio limite “Slide 5.0” da Rocsciense, foram verificados a estabilidade e o fator de segurança da contenção.

Observa-se que o fator encontrado na figura 5 é maior que 1,5 previsto em bibliografias e normas.

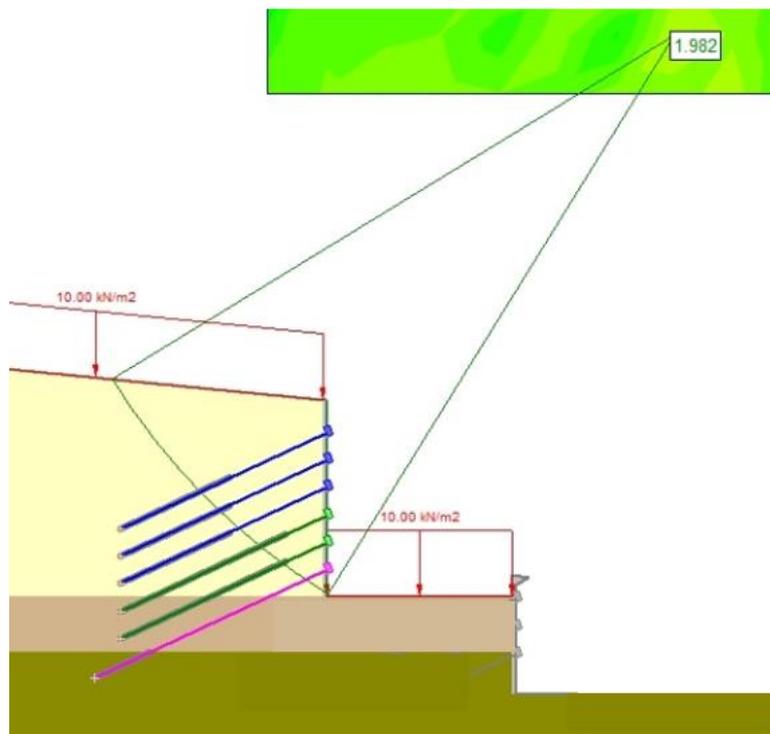


Figura 5 - FS = 1,98 > 1,5 OK.

## 2. SEÇÃO BILATERAL – SIMÉTRICA – ESTACA 560,00

O esquema típico da contenção projetada para os ambos lados do emboque monotrilho com simetria está ilustrado a seguir na Figura 6.

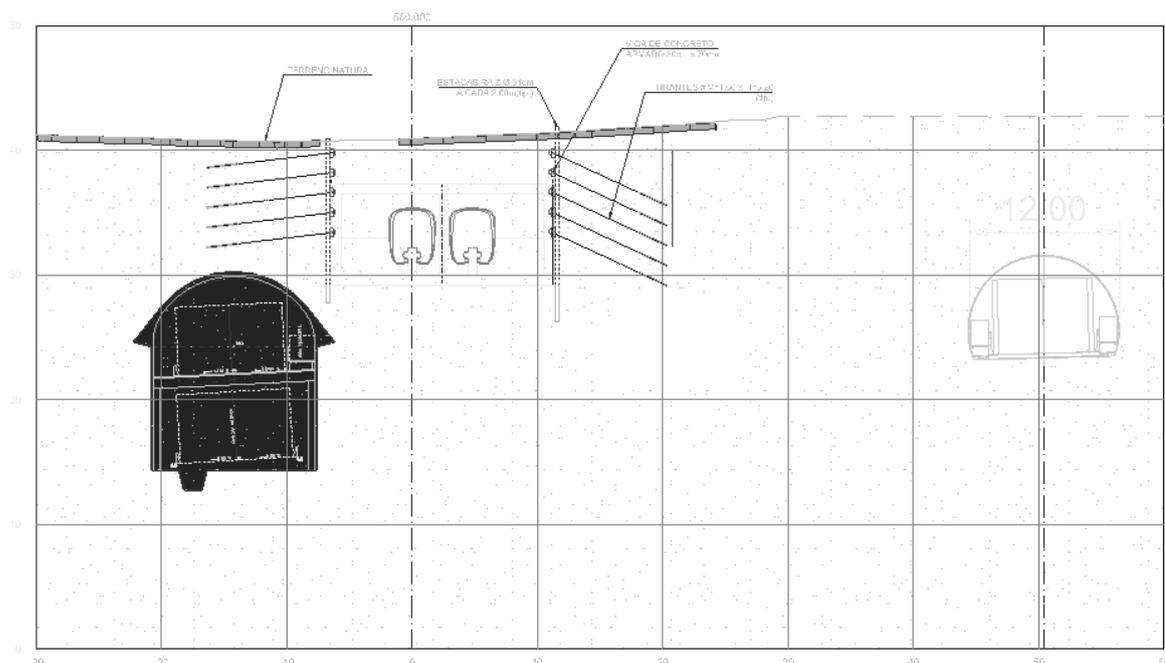


Figura 6 - Esquema típico da cortina atirantada – Emboque Monotrilho – estaca 560,00

Os ambos lados da contenção apresentam número igual de level de tirantes e características geotécnicas similares, portanto foram considerados simétricos em termos de cálculo de comprimento de tirantes.

A vista frontal, assim como as áreas de influência de cada tirante estão apresentadas na figura 7.

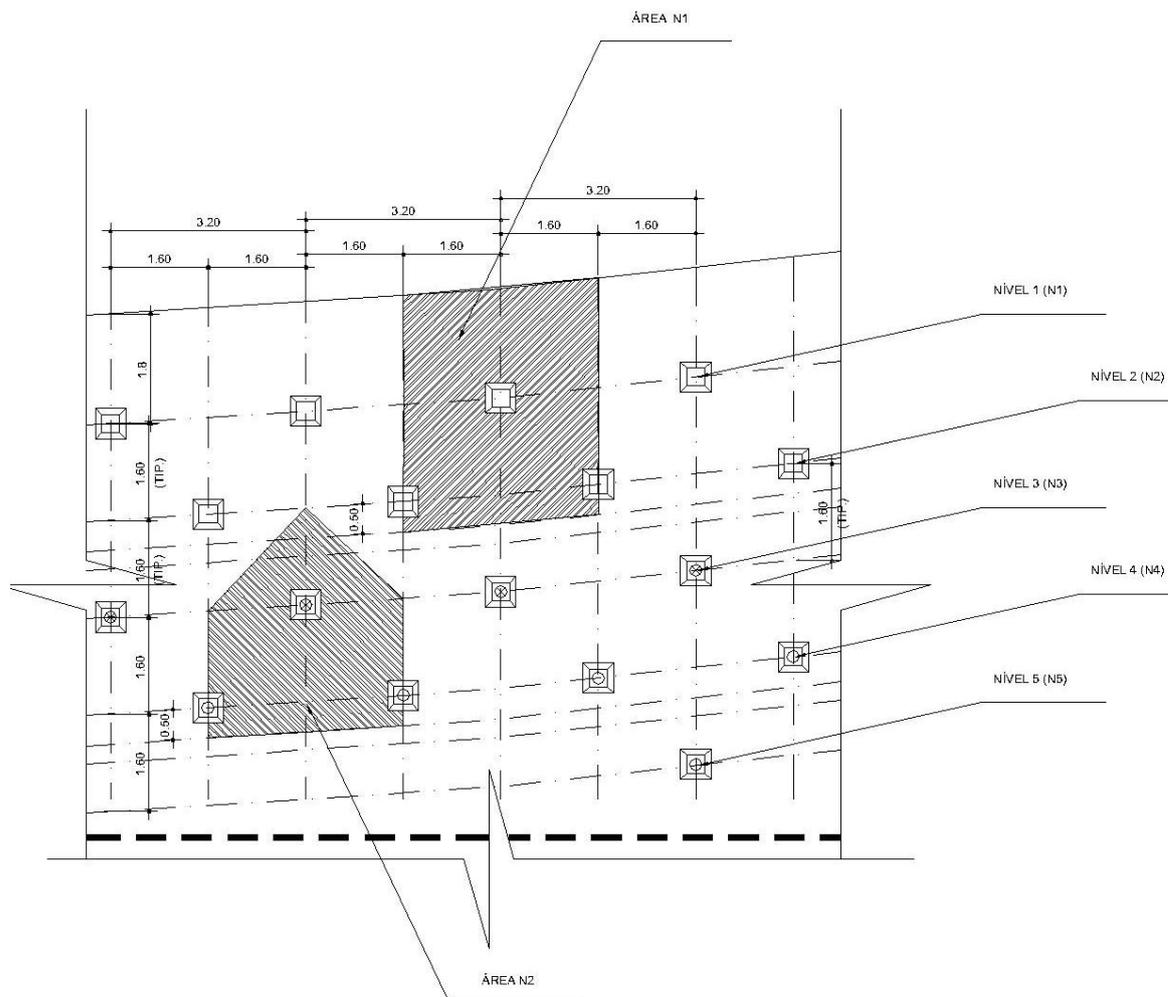


Figura 7 - Vista frontal da cortina atirantada – Emboque Monotrilho

Geometricamente e levando em conta um acréscimo de cerca de 0,50m para considerar o efeito da influência escavação em “faixas” para a escavação do level de tirantes seguinte, pode-se concluir que:

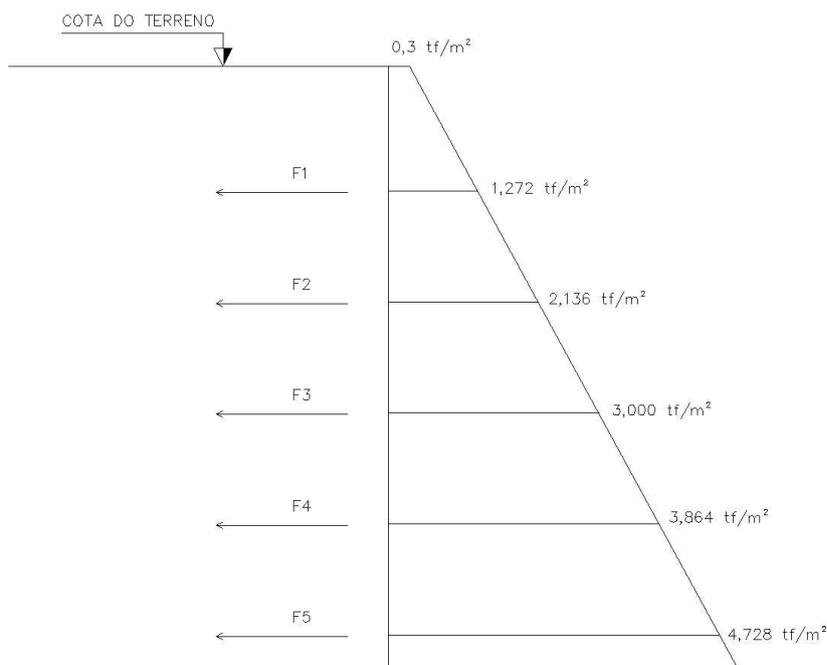
- Área N1 = 13,12m<sup>2</sup>
- Área N2 = 9,28m<sup>2</sup>

Para o cálculo dos empuxos atuantes na contenção, não foi admitida coesão do solo (a favor da segurança) e foi considerada sobrecarga de 1,0tf/m<sup>2</sup>. Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 e_0 &= (1,0 + 1,8,0) \cdot 0,3 = 0,300 \text{tf/m}^2 \\
 e_1 &= (1,0 + 1,8,1,6) \cdot 0,3 = 1,164 \text{tf/m}^2 \\
 e_2 &= [1,0 + 1,8, (2,1,6)] \cdot 0,3 = 2,028 \text{tf/m}^2 \\
 e_3 &= [1,0 + 1,8, (3,1,6)] \cdot 0,3 = 2,892 \text{tf/m}^2 \\
 e_4 &= [1,0 + 1,8, (4,1,6)] \cdot 0,3 = 3,756 \text{tf/m}^2 \\
 e_5 &= [1,0 + 1,8, (5,1,6)] \cdot 0,3 = 4,620 \text{tf/m}^2
 \end{aligned}$$



**Figura 8 -** Diagrama de empuxos da cortina atirantada – Emboque Monotrilha

Os tirantes foram dimensionados com inclinação de 25° em relação a horizontal e considerando o diâmetro do bulbo igual a 40cm em solo e 15cm em rocha.

Sabendo que:

$$F_n = \frac{\sigma_n \cdot A_{\text{influência}}}{\cos 25^\circ}$$

- 1º Nível

$$F_1 = \frac{1,164 \cdot 11,84}{\cos 25^\circ} = 15,21 \text{tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 2º Nível



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	0
Data	Folha
31/07/2019	13 de 34

$$F_2 = \frac{2,028.9,28}{\cos 25^\circ} = 20,77 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 3º Nível

$$F_3 = \frac{2,892.9,28}{\cos 25^\circ} = 29,61 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 4º Nível

$$F_4 = \frac{3,756.9,28}{\cos 25^\circ} = 39,56 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLOØ41 (CAP. 51,4tf)

- 5º Nível

$$F_5 = \frac{4,620.9,28}{\cos 25^\circ} = 48,41 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLOØ41 (CAP. 51,4tf)

### Comprimentos Livre e de Ancoragem

Os comprimentos livres foram determinados através da cunha de ruptura saindo com  $45^\circ - \Phi/2$ .

Optou-se por ancorar em rocha os três últimos levels de tirantes. Os comprimentos dos tirantes também se encontram ilustrados na figura 4. Salienta-se que para melhor aproveitamento das barras e evitar desperdícios, os comprimentos foram adaptados.

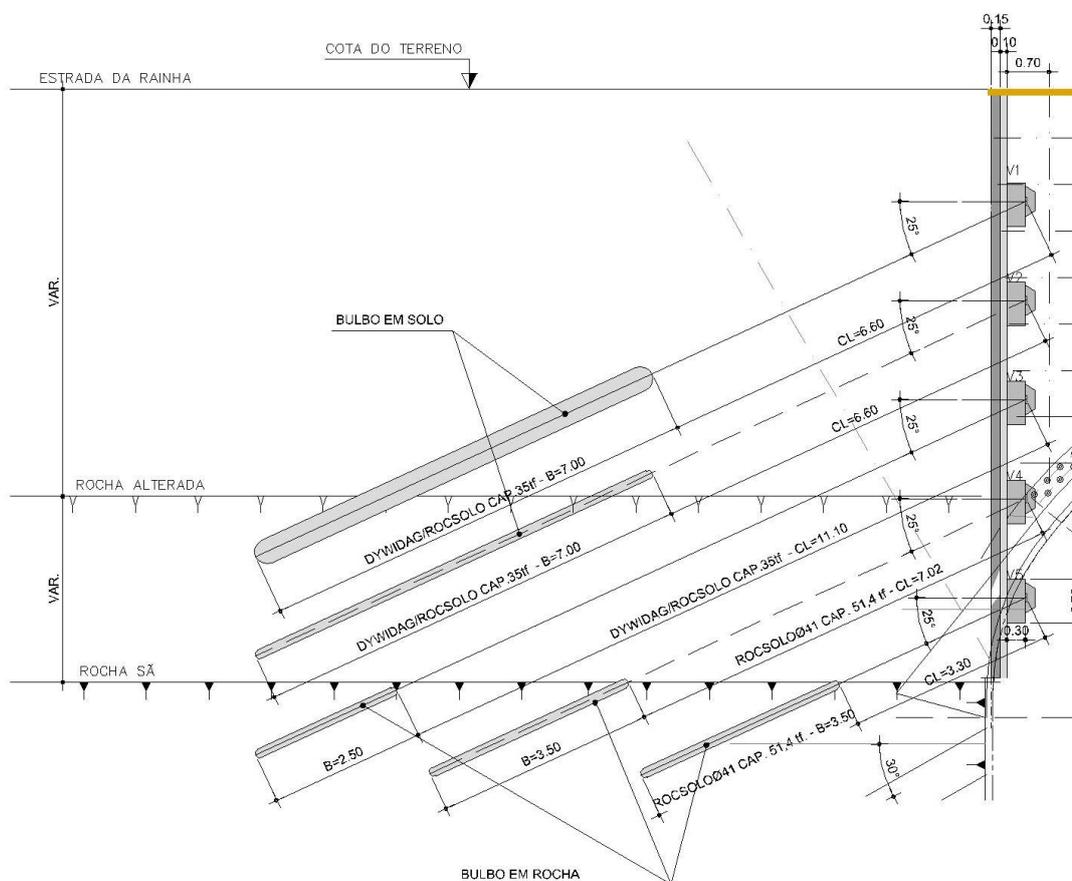


Figura 9 - Comprimentos livres e de ancoragem da cortina atirantada – Emboque Monotrilha

Admitiu-se resistência do bulbo igual a  $5tf/m^2$  em solo (aterro e rocha alterada) e  $15tf/m^2$  em rocha (os coeficientes de segurança de 1,4 já se encontram considerados neste valor). Desta maneira:

- Níveis 1 e 2:

$$CA = \frac{35}{5} = 7m$$

- Nível 3:

$$CA = \frac{35}{15} = 2,5m$$

- Nível 4 e 5:



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	0
Data	Folha
31/07/2019	15 de 34

$$CA = \frac{51,4}{15} \approx 3,5m$$

Os comprimentos totais são dados por:

- $CT1 = CA1+CL1 = 7+6,6 = 13,6m$
- $CT2 = CA2+CL2 = 7+6,6 = 13,6m$
- $CT3 = CA3+CL3 = 2,5+11,1 = 13,6m$
- $CT4 = CA4+CL4 = 2,5+7,0 = 9,5m$
- $CT5 = CA5+CL5 = 3,5+3,3 = 6,8m$

Com o auxílio do programa computacional de equilíbrio limite “Slide 5.0” da Rocsciense, foram verificados a estabilidade e o fator de segurança da contenção.

Observa-se que o fator encontrado na figura 10 é maior que 1,5 previsto em bibliografias e normas.

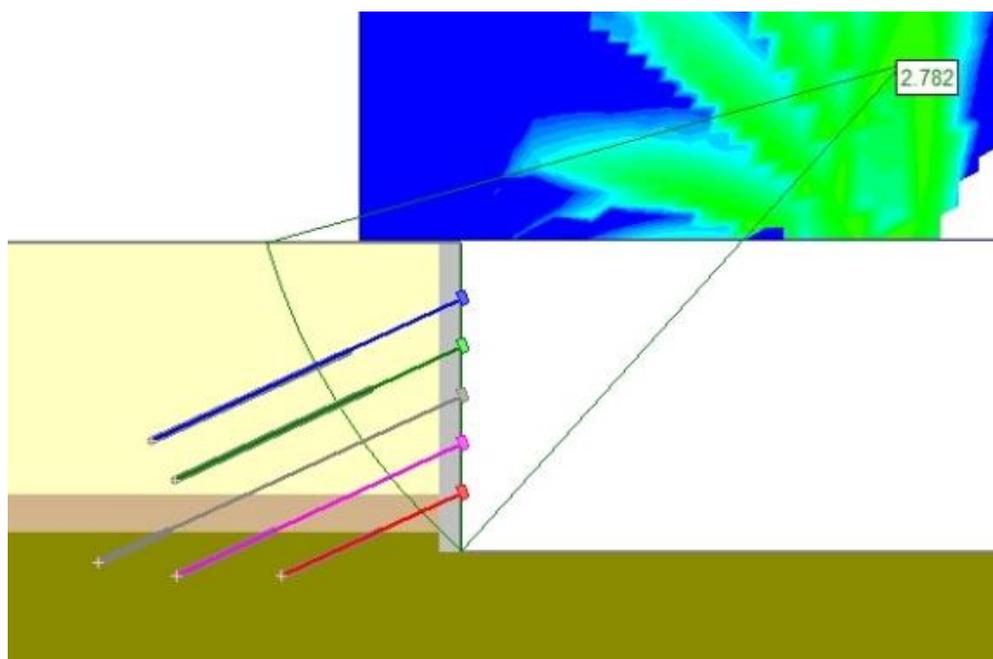


Figura 10 - FS = 2,78 > 1,5 OK.

### 3. SEÇÃO BILATERAL – ASSIMÉTRICA – ESTACA 620,00

O esquema típico da contenção projetada para os ambos lados do emboque monotrilho de modo assimétrico está ilustrado a seguir na Figura 11. As hipóteses adotadas são as mesmas adotadas nos itens anteriores.

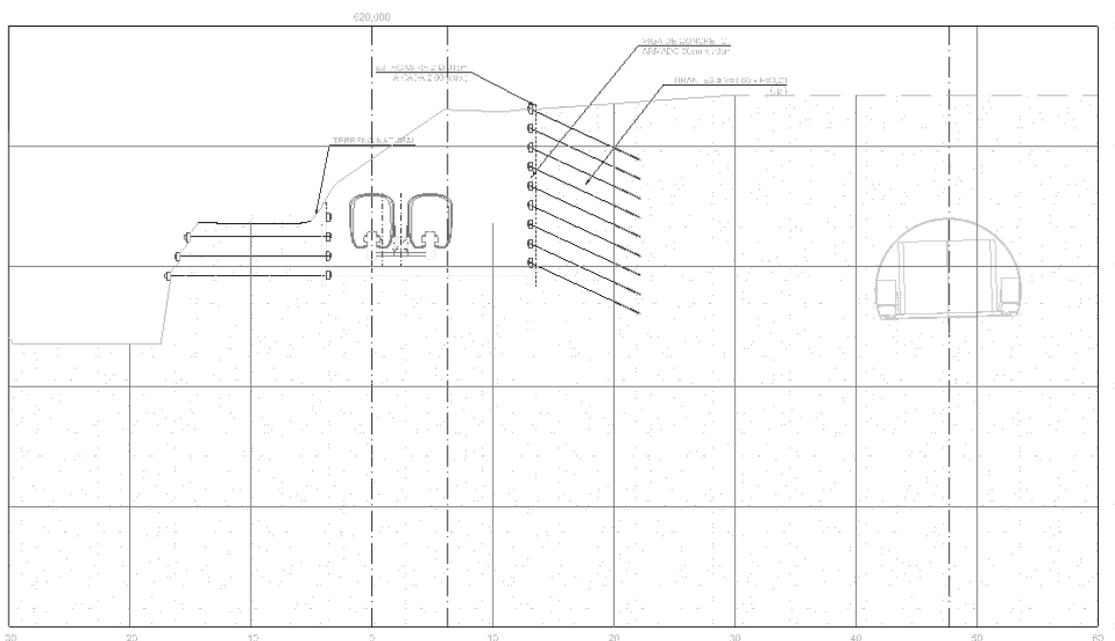


Figura 11 - Esquema típico da cortina atirantada – Emboque Monotrilho – estaca 560,00

#### Lado direito

Para o cálculo das forças e das áreas de influência de cada tirante, foram adotadas as mesmas áreas e premissas ilustradas no item 2.1.

- Área N1 = 11,84m<sup>2</sup>
- Área N2 = 9,28m<sup>2</sup>
- Área N3 = 7,81m<sup>2</sup>

Para o cálculo dos empuxos atuantes na contenção, não foi admitida coesão do solo (a favor da segurança) e foi considerada sobrecarga de 1,0tf/m<sup>2</sup>. Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 e_0 &= (1,0 + 1,8 \cdot 0) \cdot 0,3 = 0,300 \text{tf/m}^2 \\
 e_1 &= (1,0 + 1,8 \cdot 1,6) \cdot 0,3 = 1,164 \text{tf/m}^2 \\
 e_2 &= [1,0 + 1,8 \cdot (2,1,6)] \cdot 0,3 = 2,028 \text{tf/m}^2 \\
 e_3 &= [1,0 + 1,8 \cdot (3,1,6)] \cdot 0,3 = 2,892 \text{tf/m}^2 \\
 e_4 &= [1,0 + 1,8 \cdot (4,1,6)] \cdot 0,3 = 3,756 \text{tf/m}^2 \\
 e_5 &= [1,0 + 1,8 \cdot (5,1,6)] \cdot 0,3 = 4,620 \text{tf/m}^2 \\
 e_6 &= [1,0 + 1,8 \cdot (6,1,6)] \cdot 0,3 = 5,484 \text{tf/m}^2 \\
 e_7 &= [1,0 + 1,8 \cdot (7,1,6)] \cdot 0,3 = 6,348 \text{tf/m}^2 \\
 e_8 &= [1,0 + 1,8 \cdot (8,1,6)] \cdot 0,3 = 7,212 \text{tf/m}^2
 \end{aligned}$$



Código <b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>		Rev. 0
Data 31/07/2019	Folha 17 de 34	

$$e_9 = [1,0 + 1,8 \cdot (9.1,6)] \cdot 0,3 = 8,076 \text{ tf/m}^2$$

Os tirantes foram dimensionados com inclinação de 25° em relação a horizontal e considerando o diâmetro do bulbo igual a 40cm em solo e 15cm em rocha.

Sabendo que:

$$F_n = \frac{\sigma_n \cdot A_{\text{influência}}}{\cos 25^\circ}$$

- 1º Nível

$$F_1 = \frac{1,164.11,84}{\cos 25^\circ} = 15,21 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 2º Nível

$$F_2 = \frac{2,028.9,28}{\cos 25^\circ} = 20,77 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 3º Nível

$$F_3 = \frac{2,892.9,28}{\cos 25^\circ} = 29,61 \text{ tf}$$

∴ DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)

- 4º Nível

$$F_4 = \frac{3,756.9,28}{\cos 25^\circ} = 39,56 \text{ tf}$$



Código <b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>		Rev. 0
Data 31/07/2019	Folha 18 de 34	

∴ ROCSOLO041 (CAP.51,4tf)

- 5º Nível

$$F_5 = \frac{4,620.9,28}{\cos 25^\circ} = 48,41 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLO041 (CAP.51,4tf)

- 5º Nível

$$F_5 = \frac{4,620.9,28}{\cos 25^\circ} = 48,41 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLO041 (CAP.51,4tf)

- 6º Nível

$$F_6 = \frac{5,484.9,28}{\cos 25^\circ} = 56,15 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLO047 (CAP.66,8tf)

- 7º Nível

$$F_7 = \frac{6,348.9,28}{\cos 25^\circ} = 65,00 \text{ tf}$$

∴ ROCSOLO047 (CAP.66,8tf)

- 8º Nível



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	0
Data	Folha
31/07/2019	19 de 34

$$F_8 = \frac{7,212.9,28}{\cos 25^\circ} = 73,85tf$$

∴ ROCSOLO053 (CAP.85,1tf)

- 9º Nível

$$F_9 = \frac{8,076.7,81}{\cos 25^\circ} = 69,59tf$$

∴ ROCSOLO053 (CAP.85,1tf)

### Comprimentos Livre e de Ancoragem

Os comprimentos livres foram determinados através da cunha de ruptura saindo com  $45^\circ - \Phi/2$ .

Optou-se por ancorar em rocha os quatro últimos levels de tirantes. Os comprimentos dos tirantes também se encontram ilustrados na figura 4. Salienta-se que para melhor aproveitamento das barras e evitar desperdícios, os comprimentos foram adaptados.

Admitiu-se resistência do bulbo igual a  $5tf/m^2$  em solo (aterro e rocha alterada) e  $15tf/m^2$  em rocha (os coeficientes de segurança de 1,4 já se encontram considerados neste valor). Desta maneira:

- Níveis 1, 2 e 3:

$$CA = \frac{35}{5} = 7,0m$$

- Níveis 4 e 5:

$$CA = \frac{51,4}{5} = 10,5m$$

- Níveis 6 e 7:

$$CA = \frac{66,8}{15} \approx 4,5m$$

- Níveis 8 e 9:

$$CA = \frac{85,1}{15} \approx 6,0m$$

Os comprimentos totais são dados por:

- $CT1 = CA1 + CL1 = 7,0 + 5,8 = 12,8m$
- $CT2 = CA2 + CL2 = 7,0 + 5,1 = 12,1m$
- $CT3 = CA3 + CL3 = 7,0 + 4,4 = 11,4m$
- $CT4 = CA4 + CL4 = 10,5 + 3,7 = 14,2m$

- CT5 = CA5+CL5 = 10,5+3,0 = 13,5m
- CT6 = CA6+CL6 = 4,5+8,7 = 13,2m
- CT7 = CA7+CL7 = 4,5+4,9 = 9,4m
- CT8 = CA8+CL8 = 6,0+3,0 = 9,0m
- CT9 = CA9+CL9 = 6,0+3,0 = 9,0m

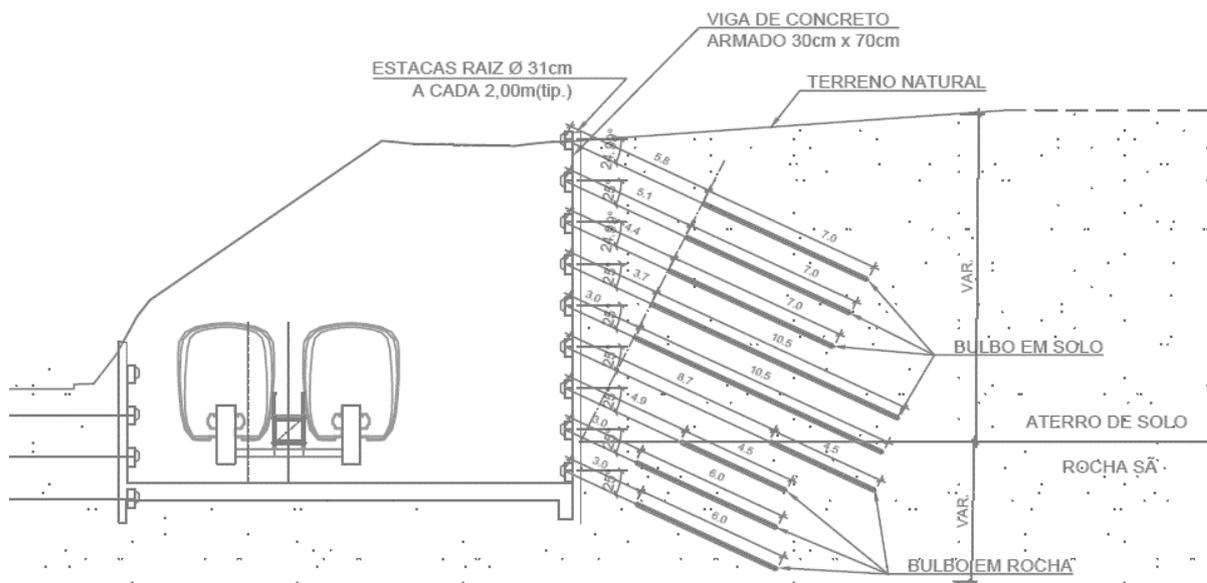


Figura 12 - Comprimentos livres e de ancoragem da cortina atirantada – Emboque Monotrilho

### Lado esquerdo

Para o cálculo das forças e das áreas de influência de cada tirante, foram adotadas as mesmas áreas e premissas ilustradas no item 2.2.

Geometricamente e levando em conta um acréscimo de cerca de 0,50m para considerar o efeito da influência escavação em “faixas” para a escavação do level de tirantes seguinte, pode-se concluir que:

- Área N1 = 13,12m<sup>2</sup>
- Área N2 = 9,28m<sup>2</sup>

Para o cálculo dos empuxos atuantes na contenção, não foi admitida coesão do solo (a favor da segurança) e foi considerada sobrecarga de 1,0tf/m<sup>2</sup>. Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$\begin{aligned}
 e_0 &= (1,0 + 1,8 \cdot 0) \cdot 0,3 = 0,300 \text{tf/m}^2 \\
 e_1 &= (1,0 + 1,8 \cdot 1,6) \cdot 0,3 = 1,164 \text{tf/m}^2 \\
 e_2 &= [1,0 + 1,8 \cdot (2,1,6)] \cdot 0,3 = 2,028 \text{tf/m}^2 \\
 e_3 &= [1,0 + 1,8 \cdot (3,1,6)] \cdot 0,3 = 2,892 \text{tf/m}^2
 \end{aligned}$$



Código <b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>		Rev. 0
Data 31/07/2019	Folha 21 de 34	

Os tirantes foram dimensionados com inclinação de 25º em relação a horizontal e considerando o diâmetro do bulbo igual a 40cm em solo e 15cm em rocha.

Sabendo que:

$$F_n = \frac{\sigma_n \cdot A_{\text{influência}}}{\cos 0^\circ}$$

- 1º Nível

$$F_1 = \frac{1,164.13,12}{\cos 0^\circ} = 15,27 \text{ tf}$$

∴ *DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)*

- 2º Nível

$$F_2 = \frac{2,028.9,28}{\cos 0^\circ} = 18,82 \text{ tf}$$

∴ *DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)*

- 3º Nível

$$F_3 = \frac{2,892.9,28}{\cos 0^\circ} = 26,84 \text{ tf}$$

∴ *DYWIDAGØ32 (CAP. 35tf)*

Com o auxílio do programa computacional de equilíbrio limite “Slide 5.0” da Rocsciense, foram verificados a estabilidade e o fator de segurança da contenção.

Observa-se que o fator 2,89 encontrado é maior que 1,5 previsto em bibliografias e normas.

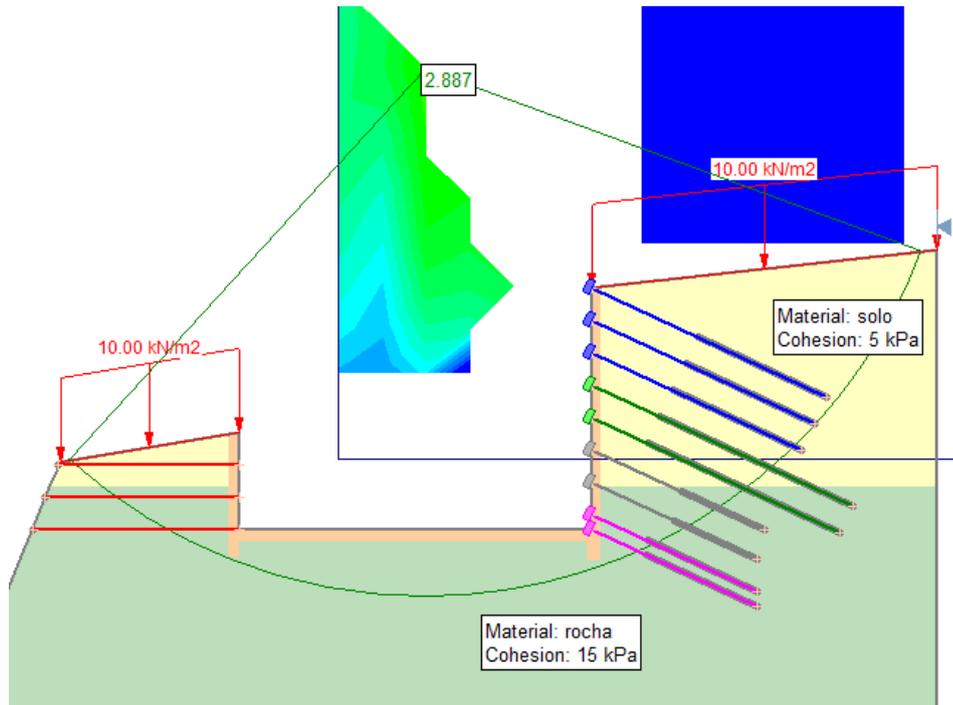


Figura 13 - FS = 2,89 > 1,5 OK.

### III. ESTRUTURAS DE REATERRO

#### 1. ESTRUTURA REATERRADA

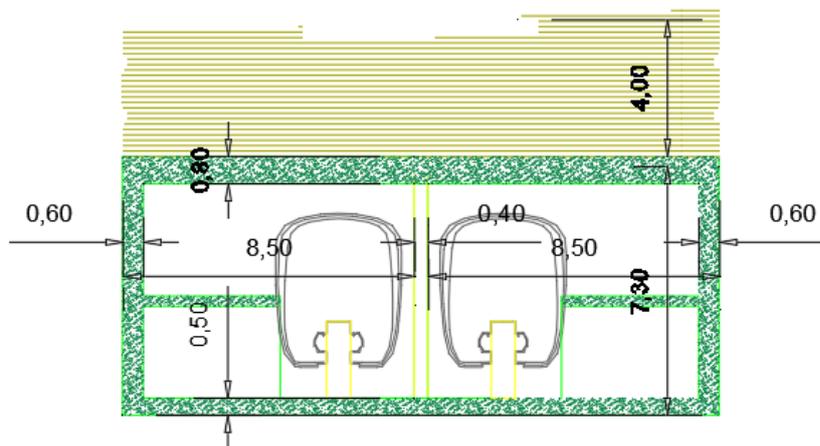


Figura 14 - Esquema de seção com reaterro

Os dados de concreto são:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- $E = 21000 \text{ MPa}$
- Solo: areia compactada com ângulo de atrito  $30^\circ$ , sem coesão e peso específico igual a  $1,8 \text{ tf/m}^3$
- Molas na base da estrutura:

$$K_{\text{vertical}} = 8000 \text{ tf/m}^3$$

$$K_{\text{horizontal}} = 2500 \text{ tf/m}^3$$

- Sobrecarga:  $SC = 20 \text{ kN/m}^2$
- $K_a = 0,5$

Para o cálculo dos empuxos atuantes na estrutura de reaterro, não foi admitida coesão do solo (a favor da segurança). Devido à possibilidade de passagem de cargas por cima da estrutura de veículos na estrada, a sobrecarga adotada foi mais conservadora, de  $20 \text{ kN/m}^2$ .

Os pesos próprios (PP) da estrutura foram considerados seguindo cálculos:

$$PP_{\text{laje de fundo}} = 50 * 100 * \frac{25}{10000} = 12,5 \text{ kN/m}$$

$$PP_{\text{laje de cima}} = 80 * 100 * \frac{25}{10000} = 20,0 \text{ kN/m}$$

$$PP_{\text{Pilar ao lado}} = 60 * 100 * \frac{25}{10000} = 15,0 \text{ kN/m}$$

$$PP_{\text{Pilar do meio}} = 40 * 100 * \frac{25}{10000} = 10,0 \text{ kN/m}$$

Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$e_{topo} = (2 + 1,8 \cdot 4,0) \cdot 0,5 = 4,60 \text{ tf/m}^2$$

$$e_{base} = (2 + 1,8 \cdot 11,3) \cdot 0,5 = 11,17 \text{ tf/m}^2$$

As forças distribuídas em cada componente da estrutura de um modo resumido são:

- Laje de piso:

$$p_v = PP_{laje \ de \ cima} + SC + PP_{reaterro} = 20 + 20 + 4 \cdot 18 = 112 \text{ kN/m}$$

- Laje de fundo:

$$p_v = PP_{laje \ de \ fundo} = 12,5 \text{ kN/m}$$

- Pilar ao lado:

$$p_v = PP_{pilar \ ao \ lado} = 15 \text{ kN/m}$$

$$p_{H,topo} = e_{topo} = 46,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{H,base} = e_{base} = 111,7 \text{ kN/m}$$

- Pilar do meio:

$$p_v = PP_{pilar \ do \ meio} = 10 \text{ kN/m}$$

Esses carregamentos está sintetizado no esquema unifilar abaixo:

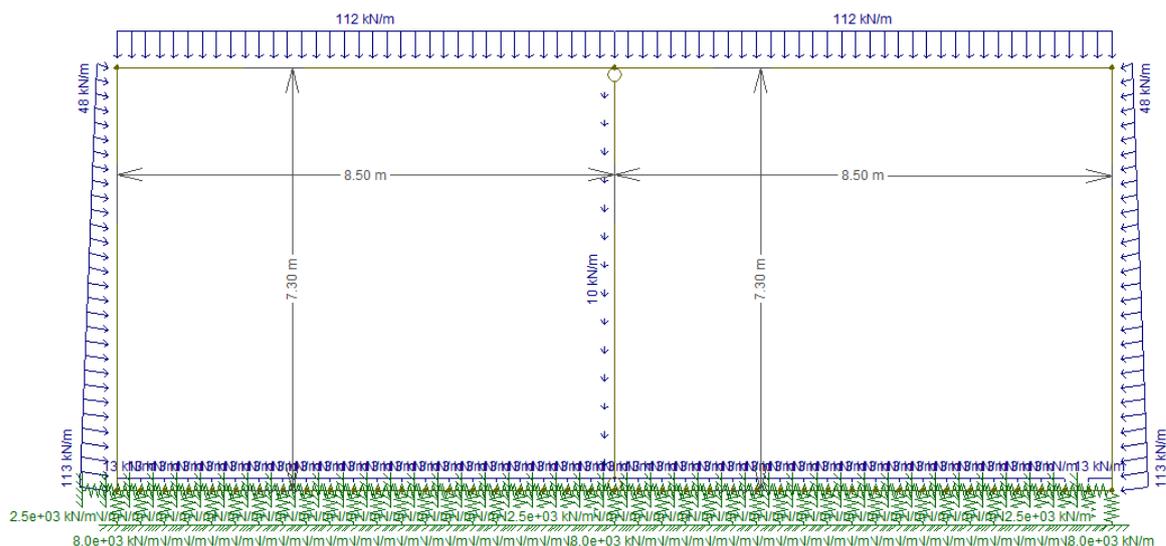


Figura 15 - Esforços atuantes na estrutura de reaterro

Os esforços solicitantes na estrutura de reaterro calculado por meio de software FTOOL são apresentados a seguir:

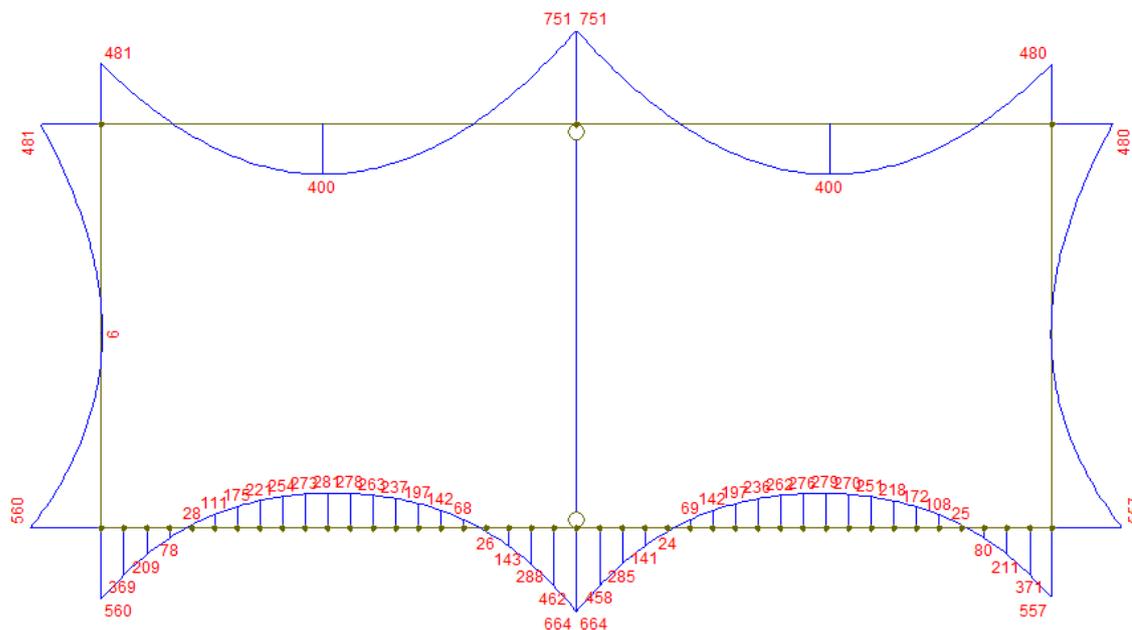


Figura 16 - Diagrama de momento fletor

Momento máximo no pilar ao lado: 56,0 tf.m

Momento máximo na laje de piso: 75,1 tf.m

Momento máximo na laje de fundo: 66,4 tf.m

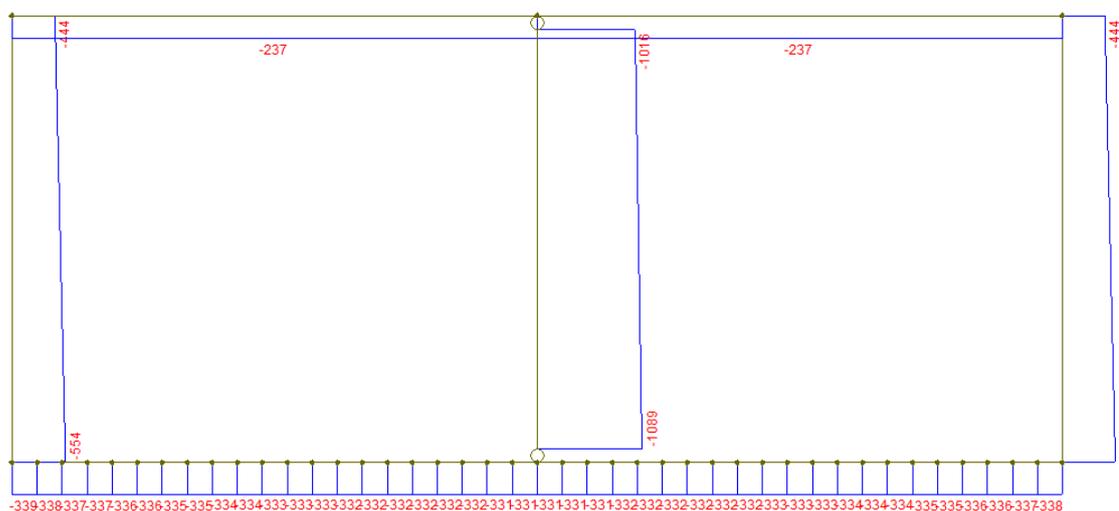


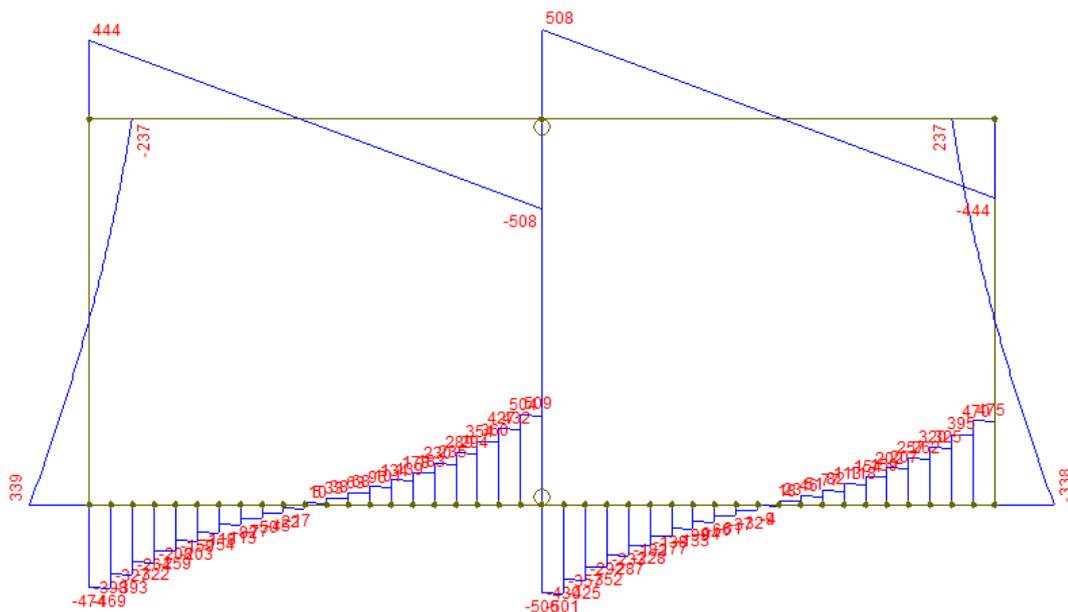
Figura 17 - Diagrama de força normal

Força de compressão máxima nos pilares do lado: 55,4 tf

Força de compressão máxima nos pilares do meio: 108,9 tf

Força de compressão na laje de piso: 23,7 tf

Força de compressão na laje de fundo: 33,8 tf



- Pilar ao lado

**Armadura principal**

$$\begin{aligned} A_s &= 21,01 \text{ cm}^2 \\ x &= 0,104 \\ \text{Domínio 2} \\ 5\phi 25,0 \text{ c}/20,0 \end{aligned}$$

**Armadura secundária**

$$\begin{aligned} A_{s,\text{mín}} &= 4,5 \text{ cm}^2 \\ 4\phi 12,5 \text{ c}/25,0 \end{aligned}$$

(OBS.: É necessário colocar estribos.)

- Pilar no meio

**Armadura principal**

$$\begin{aligned} A_{s,\text{mín}} &= 6,0 \text{ cm}^2 \\ x &= 0,000 \\ \text{Domínio 2} \\ 5\phi 12,5 \text{ c}/20,0 \end{aligned}$$

**Armadura secundária**

$$\begin{aligned} A_{s,\text{mín}} &= 3,0 \text{ cm}^2 \\ 4\phi 10,0 \text{ c}/25,0 \end{aligned}$$

## 2. ESTRUTURA DE ESTAÇÃO

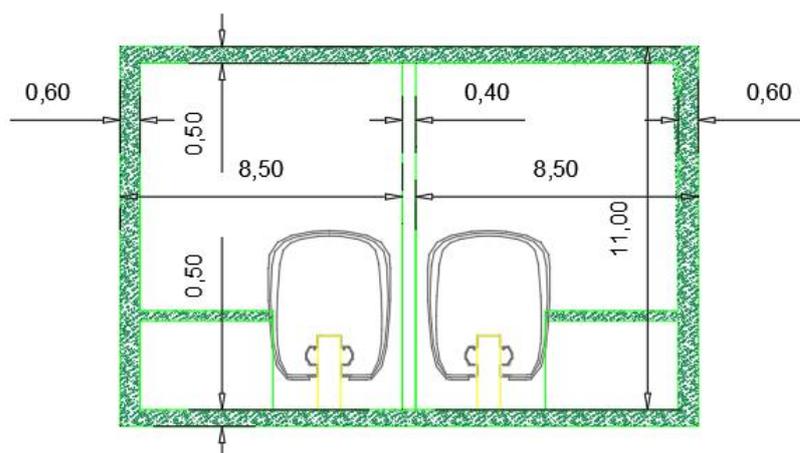


Figura 19 - Esquema de seção de estação

Os dados de concreto e parâmetros adotados são análogos aos adotados o item 3.1.

Os pesos próprios (PP) da estrutura (lajes de fundo, de piso e de pilares) foram somados também.

$$\begin{aligned} PP_{\text{laje de cima}} &= PP_{\text{laje de fundo}} = 50 * 100 * \frac{25}{10000} = 12,5 \text{ kN/m} \\ PP_{\text{Pilar ao lado}} &= 60 * 100 * \frac{25}{10000} = 15,0 \text{ kN/m} \\ PP_{\text{Pilar do meio}} &= 40 * 100 * \frac{25}{10000} = 10,0 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Segundo Rankine, os empuxos podem ser calculados por:

$$e_a = (q + \gamma' \cdot h) \cdot k_a - 2c' \sqrt{k_a}$$

Daí, tem-se que:

$$e_{topo} = (2 + 1,8 * 0) * 0,5 = 1,0 \text{ tf/m}^2$$

$$e_{base} = (2 + 1,8 * 11,3) * 0,5 = 11,17 \text{ tf/m}^2$$

Os resultantes de forças distribuídas em cada componente da estrutura de um modo resumido são:

- Laje de piso:

$$p_v = PP_{laje \ de \ cima} + SC + PP_{reaterro} = 20 + 20 + 4 * 18 = 112 \text{ kN/m}$$

- Laje de fundo:

$$p_v = PP_{laje \ de \ fundo} = 12,5 \text{ kN/m}$$

- Pilar ao lado:

$$p_v = PP_{pilar \ ao \ lado} = 15 \text{ kN/m}$$

$$p_{H,topo} = e_{topo} = 10,0 \text{ kN/m}$$

$$p_{H,base} = e_{base} = 111,7 \text{ kN/m}$$

- Pilar do meio:

$$p_v = PP_{pilar \ do \ meio} = 10 \text{ kN/m}$$

Esses carregamentos está sintetizado no esquema unifilar abaixo:

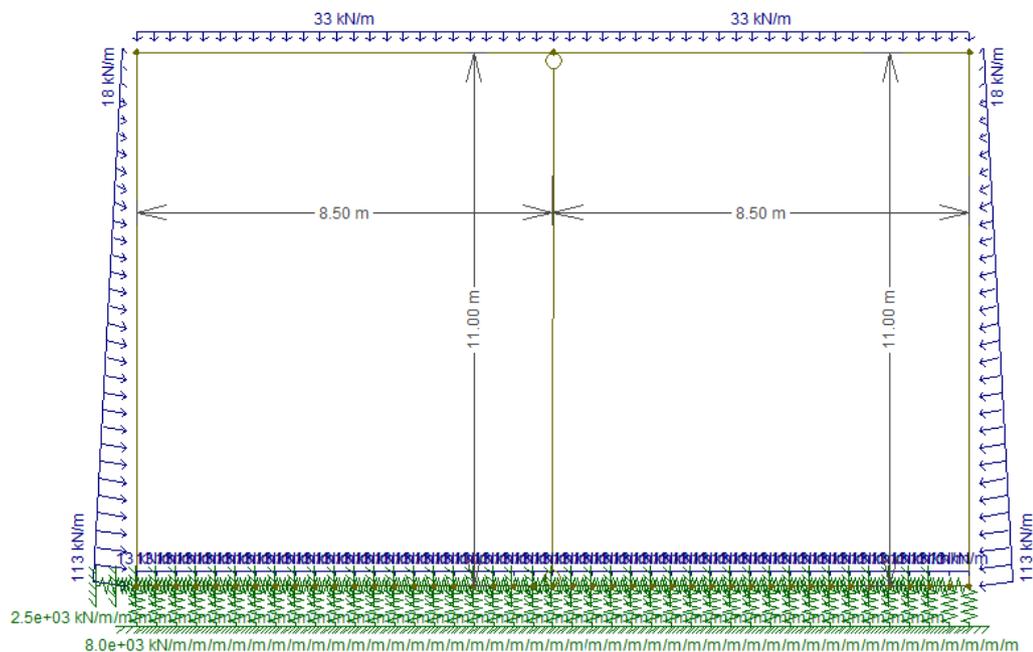


Figura 20 - Esforços atuantes na estrutura de estação

Os esforços solicitantes na estrutura de reaterro calculado por meio de software FTOOL são apresentados a seguir:

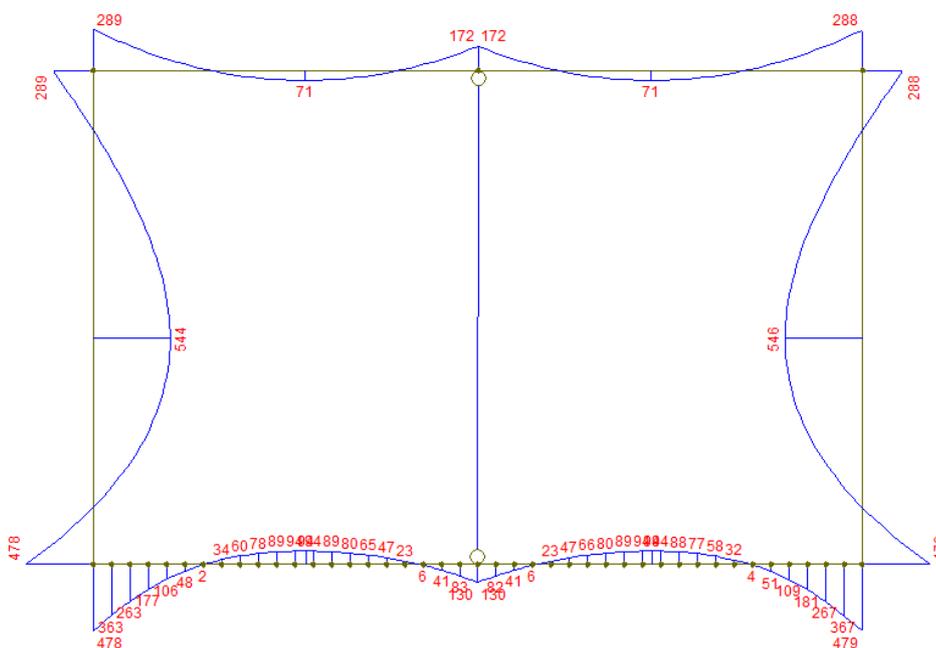


Figura 21 - Diagrama de momento fletor

Momento máximo no pilar ao lado: 54,4 tf.m

Momento máximo na laje de piso: 28,8 tf.m

Momento máximo na laje de fundo: 47,9 tf.m

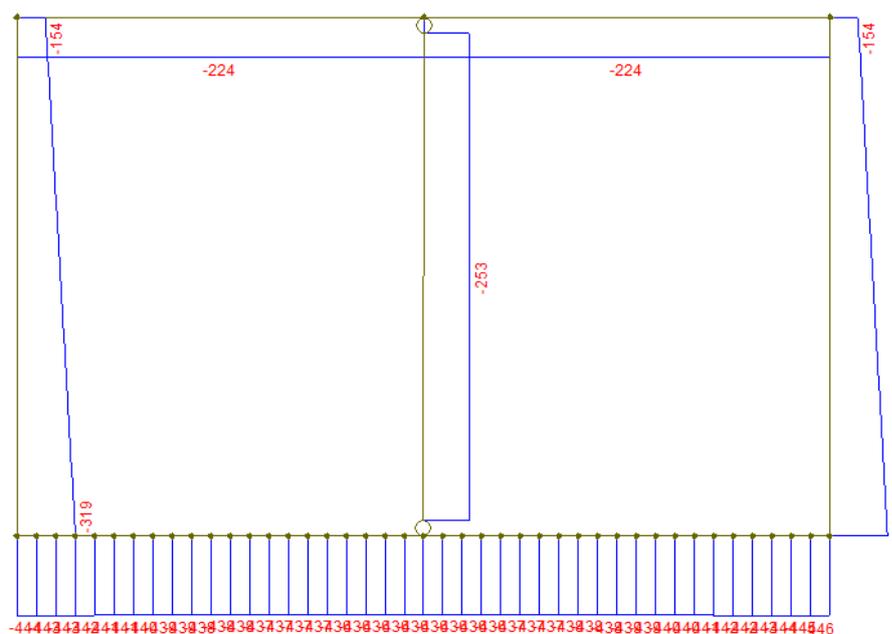


Figura 22 - Diagrama de força normal

Força de compressão máxima nos pilares do lado: 31,9 tf

Força de compressão máxima nos pilares do meio: 25,3 tf

Força de compressão na laje de piso: 22,4 tf

Força de compressão na laje de fundo: 44,4 tf

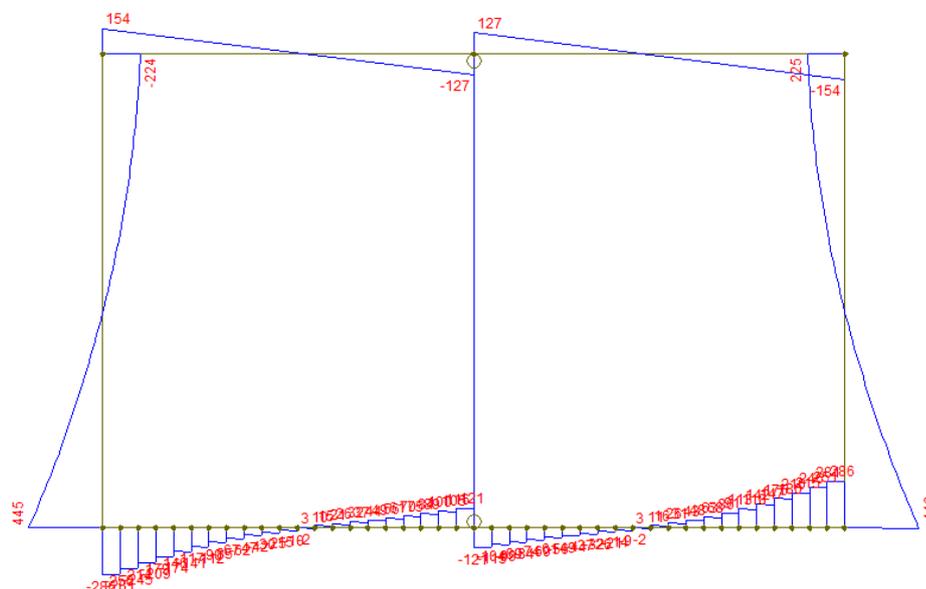


Figura 23 - Diagrama de força cortante

Força cortante máximo de pilar ao lado: 44,6 tf.m

Força cortante máximo de laje de piso: 15,4 tf

Força cortante máximo de laje de fundo: 28,6 tf

O detalhe da armação resultante de esforços solicitantes são:

- Laje de piso

**Armadura principal**

As = 21,96 cm<sup>2</sup>  
 x = 0,066  
 Domínio 2  
 7φ20,0 c/14,2

**Armadura secundária**

As = 6,0 cm<sup>2</sup>  
 4φ12,5 c/25,0

- Lajes de fundo

**Armadura principal**

As = 38,04 cm<sup>2</sup>  
 x = 0,114  
 Domínio 2  
 5φ32,0 c/20,0

**Armadura secundária**

As = 7,61 cm<sup>2</sup>  
 4φ16,0 c/25,0

(OBS.: É necessário colocar estribos próximos aos apoios.)



Código	Rev.
<b>MC-M2.02.ES/C.ES6-001</b>	<b>0</b>
Data	Folha
31/07/2019	31 de 34

- Pilar ao lado

**Armadura principal**

$$A_s = 20,38 \text{ cm}^2$$

$$x = 0,101$$

Domínio 2

$$7\phi 20,0 \text{ c}/14,2$$

**Armadura secundária**

$$A_{s,\text{mín}} = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 12,5 \text{ c}/25,0$$

(OBS.: É necessário colocar estribos.)

- Pilar no meio

**Armadura principal**

$$A_{s,\text{mín}} = 6,0 \text{ cm}^2$$

$$x = 0,000$$

Domínio 2

$$6\phi 12,5 \text{ c}/20,0$$

**Armadura secundária**

$$A_{s,\text{mín}} = 3,0 \text{ cm}^2$$

$$4\phi 10,0 \text{ c}/25,0$$

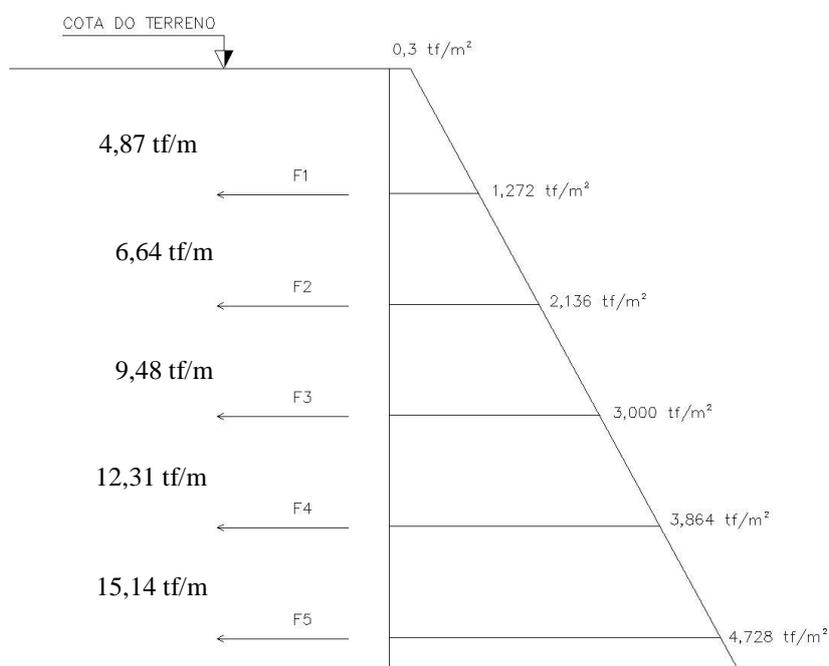
#### IV. VIGAS/CABEÇAS DOS TIRANTES

As vigas/cabeças dos tirantes de contenção de Emboque monotrilho foi realizada no trcho entre as estaca de 520,00 e 570,00, onde se localizam a estrada e a estação.

##### Dimensionamento das vigas

Tendo em vista as áreas de influência utilizadas no cálculo dos esforços nos tirantes (escavação em faixas e não em nichos), foram considerados os seguintes carregamentos distribuídos:

- Diagrama de empuxos:



Adotando-se os tirantes como apoio, obtém-se o modelo de viga contínua.

Para o cálculo da armadura de flexão, a NBR6118 faz as seguintes considerações:

- Linha neutra:

$$x = 1,25 * d * \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 * d^2 * bw * fcd}} \right)$$

- Área de aço necessária:

$$As = \frac{Md}{(d - 0,4 * x) * fyd}$$

As cinco vigas correspondentes aos cinco levels de tirantes apresentam as dimensões e considerações:



Código		Rev.
MC-M2.02.ES/C.ES6-001		0
Data	Folha	
31/07/2019	33 de 34	

bw	h	d	d'	Fck	Fyd
30 cm	40 cm	36 cm	4 cm	30 Mpa	500 Mpa

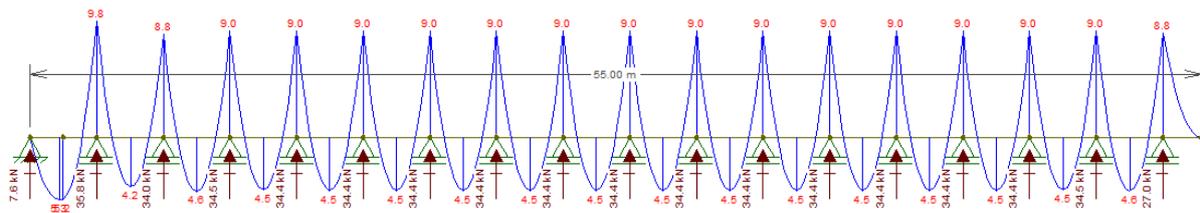
A armadura de fretagem é construtiva pelas dimensões. No sentido longitudinal a força dos tirantes é equilibrada por bielas/tirante de acordo com a treliça clássica de Morsh. No sentido transversal a altura é pequena não havendo distribuição de tensões ao longo da altura, cabendo o modelo de sapata.

A área de aço necessária para os esforços cortantes (estribos) foi obtida por:

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vd - Vc}{0,9 * d * fyd} \quad Vc = 0,6 * fctd * bw * d$$

Com o auxílio do software FTOOL, obtém-se os esforços solicitantes ilustrados a seguir.

### Vigas V1, V2 e V3

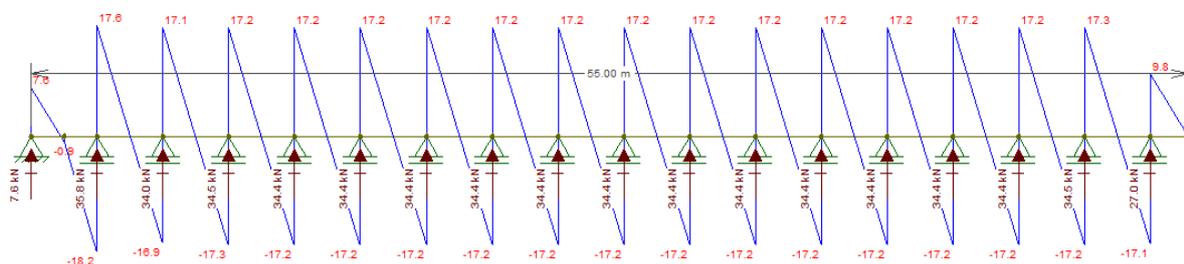


#### Armadura principal

$As + = 9,83 \text{ cm}^2$   
 $x = 0,093$   
 Domínio 3  
 $5\phi 16,0 \text{ c}/20,0$

#### Armadura secundária

$As - = 1,97 \text{ cm}^2$   
 $4\phi 8,0 \text{ c}/25,0$



Estribo 2R  $\phi 10,0 \text{ c}/ 14,0$

