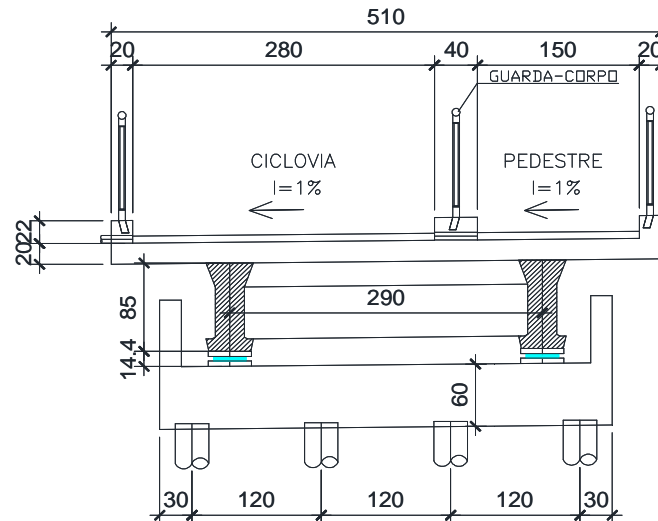


# PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

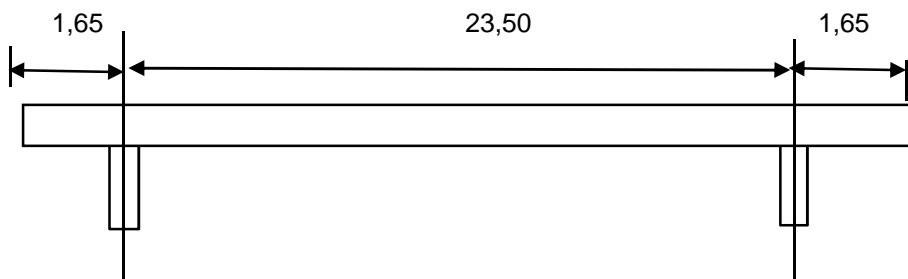
## MUNICÍPIO DE NITERÓI

### MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO ESTRUTURAL

#### 1- CÁLCULO DA INFRAESTRUTURA DA CICLOVIA



Vista longitudinal



Vão B1=	1,65 m	Número de vigas=	2	Hviga=	0,85 m
Vão L1=	21,10 m	H P1 =	1,00 m	Hlaje =	0,2 m
Vão B2=	1,65 m	H P2 =	1,00 m		
Laje T =	3,00 m				
Comprimento total =	24,40 m	Largura total =	5,10 m		
		Largura da pista =	4,70 m		
		Distancia entre vigas=	2,90 m		

Os esforços a considerar são:

- Rg= Peso próprio da superestrutura
- Rp= Carga móvel
- Ws= Vento na superestrutura
- Ff= Força de frenagem
- Rt= Temperatura + retração +fluência
- E0= Empuxo de terra
- E1= Empuxo da sobrecarga

#### 2- Determinação das reações verticais

## 2.1 Cargas permanentes

Reações verticais

Peso próprio das vigas

$$Rg1 \ V1aV2= 89,48 \text{ KN} \quad \text{daí para 2 vigas: } 178,96 \text{ KN}$$

Peso próprio da laje de concreto + cortina + pavimentação + Ilaje de transição

$$Rg2 \ V1= 213,65 \text{ KN/viga}$$

$$Rg2 \ V2= 213,65 \text{ KN/viga}$$

$$\text{daí para 2 vigas: } 427,30 \text{ KN}$$

## 2.2 Cargas móveis

VIGA -1max	
R	Q
0,00	12,45
VIGA - B cor	
0,00	6,55

$$\begin{aligned} \text{Vão L} &= 21,10 \text{ m} \\ \text{Bal1} &= 1,65 \text{ m} \\ \text{Bal2} &= 1,65 \text{ m} \\ \text{Ltrans} &= 3,00 \text{ m} \\ \text{Vão total} &= 22,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$l \text{ vão} = 21,10 \text{ m}$$

Para máxima reação na Viga VA

$$Rp \ V1max= 170,57 \text{ KN/viga}$$

$$Rp \ V2cor= 89,74 \text{ KN/viga}$$

Resumo das Reações verticais		
RgV1=	303,13	kN
RgV2=	303,13	kN
	Max V1	
RpV1=	170,57	
RpV2=	89,74	

### 3 - Determinação dos esforços horizontais

#### 3.1 - Cálculo das rizezas longitudinais

##### 3.1.1 - P1 = P2

Pré dimensionamento do neoprene

$$RgV1 = 303,13 \text{ kN}$$

$$RgV2 = 303,13 \text{ kN}$$

$$RN1 = 473,70 \text{ kN}$$

$$RN2 = 392,87 \text{ kN}$$

$$RpV1 = 170,57 \text{ kN}$$

$$RpV2 = 89,74 \text{ kN}$$

Para o Neoprene adotaremos:

$$a0 = 0,16 \text{ m} \implies 0,2 \text{ m}$$

$$Ac0 = 0,047 \text{ m}^2$$

$$b0 = 0,30 \text{ m} \implies 0,3 \text{ m}$$

$$h0 = 0,01 \text{ m}$$

$$n^{\circ} \text{ de neoprene} = 2 \quad \text{Número de camadas} = 3$$

$$Kn = 4000,00 \text{ KN/m}$$

Para as estacas adotaremos

$$\Phi e = 31,00 \text{ cm}$$

$$As = 754,4 \text{ cm}^2$$

$$J = 45310,2 \text{ cm}^4$$

$$Ec = 2,10E+05 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$h = 2,79 \text{ m}$$

$$j = 4,53E-04 \text{ m}^4$$

$$J = 45310,2 \text{ cm}^4$$

$$T = 130,65 \text{ cm}$$

$$Es = 2,1E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$H \text{ agua} = 0,5 \text{ m}$$

$$nh = 0,5 \text{ Kgf/cm}^3$$

$$L = 2,79 \text{ m}$$

$$k_{\text{longest}} = 5278,54 \text{ KN/m}$$

$$k_{\text{trans est}} = 21114,14 \text{ KN/m}$$

$$n^{\circ} \text{ de estacas} = 4$$

$$K_{\text{long}} P1/P2 = 2275,59 \text{ KN/m}$$

Cálculo das rizezas transversais

Rigidez do neoprene

$$KT E1 = 4000,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Rigidez da estaca} = 21114,14 \text{ kN/m}$$

$$K_{\text{transv}} P1 = 3362,91 \text{ kN/m}$$

#### 4. Esforços a considerar

##### 4.1 Vento na superestrutura

###### 4.1.1 Ponte Carregada

$$\text{Área de obstrução} = 76,86 \text{ m}^2$$

$$Fv = 76,86 \text{ KN}$$

$$\text{ou } Fv = 38,43 \text{ KN/pilar}$$

$$Mt = 56,68 \text{ KNm/pilar}$$

###### 4.1.2 Ponte descarregada

Área de obstrução= 45,14 m<sup>2</sup> Fv= 67,71 kN

ou Fv= 33,86 kN/pilar  
Mt= 31,32 kNm/pilar

#### 4.2 Esforços de temperatura + retração + fluência

delta t= 30 C°

daí a força de temperatura vale:

FT= 7,20 kN/pilar

#### 4.3 Empuxo na cortina

H cortina = 1,20 m p0 = 7,20 kN/m<sup>2</sup>  
L cortina = 5,10 m p1 = 1,67 kN/m<sup>2</sup>

E0 = 22,03 kN  
E1 = 10,20 kN

E0+E1 = 32,23 kN

Por linha de pilares temos F<sub>E</sub> P1 =P2 16,11 kN

#### Resumo dos esforços por linha de pilar

Rg= 606,26 kN

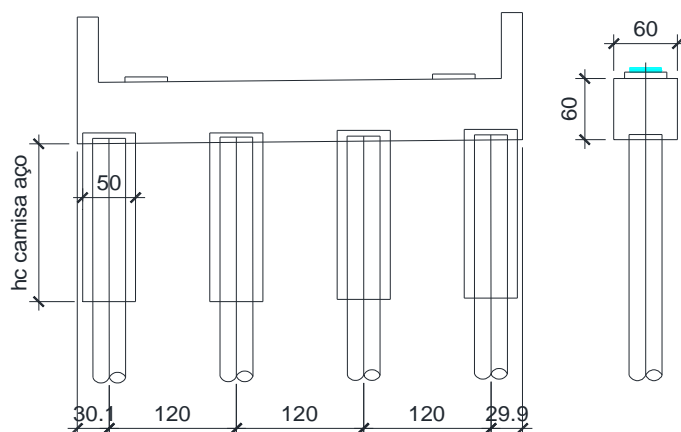
RmaxA= 260,30 kN Mcor= 234,41 kNm

F<sub>L</sub>t= 7,20 kN/pilar  
F<sub>T</sub>v= 38,43 kN/pilar  
Mv= 56,68 kNm/pilar  
F<sub>E</sub> = 16,11 kN/pilar

#### 5. Dimensionamento dos Pilares/estacas

##### 5.1 E1=E2

fck= 30 MPa



E1 = 0,30 m  
E2 = 1,20 m  
E3 = 1,20 m  
E4 = 0,30 m  
Btrav = 0,60 m  
Htrav = 0,60 m  
Ltrav = 5,10 m

fck = 30,00 MPa  
fyd= 21428,57 kN/m<sup>2</sup>  
fyk = 500,00 MPa  
fyd = 43,48 kN/cm<sup>2</sup>

#### Reações nas estacas

Rg = 303,13 kN

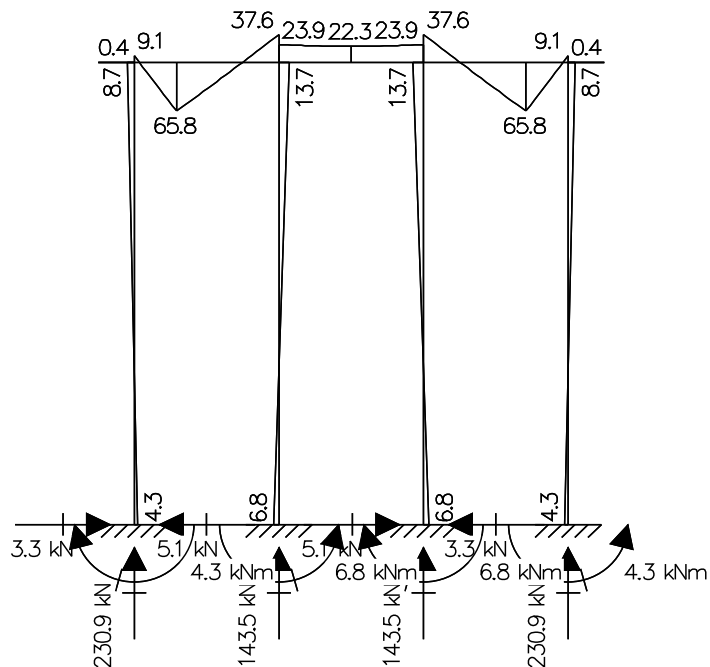
peso próprio da travessa = 9,00 kN/m

Rp A = 170,57 kN  
 RpB = 89,74 kN

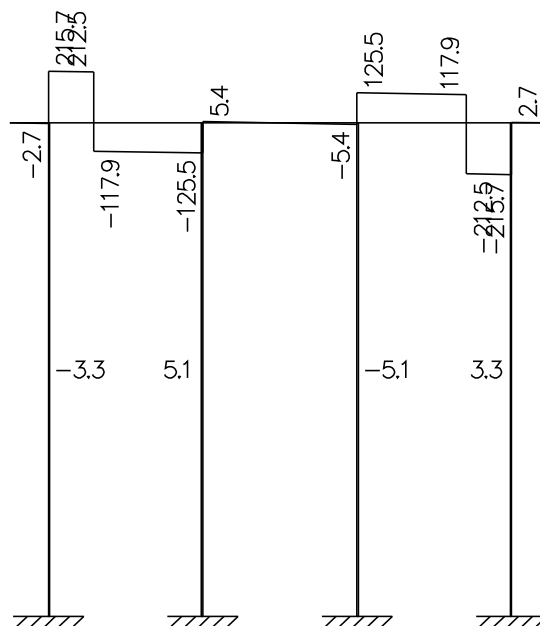
Rvento = 38,43 kN  
 Mvento = 56,68 kNm

Esforços da carga permanente

Momentos fletores



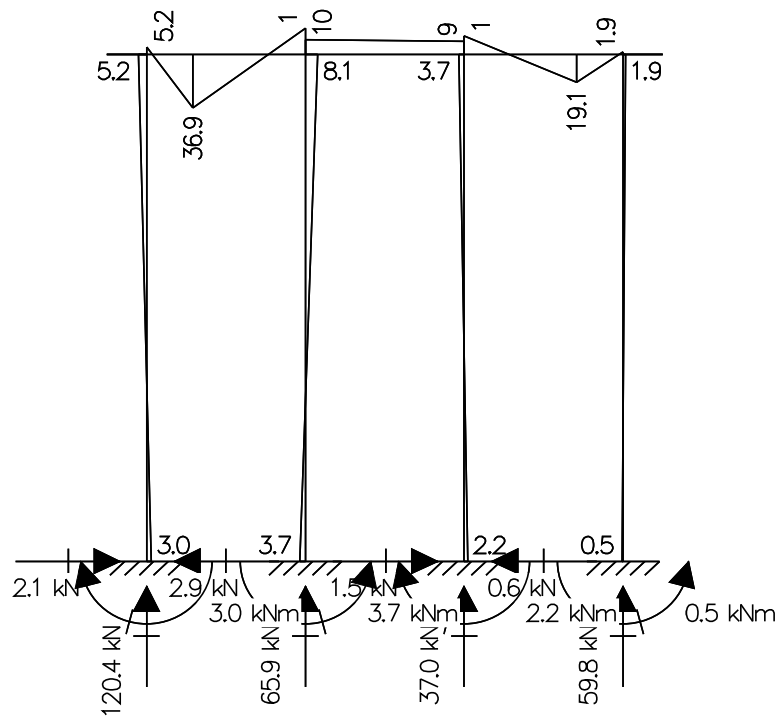
esforços cortantes



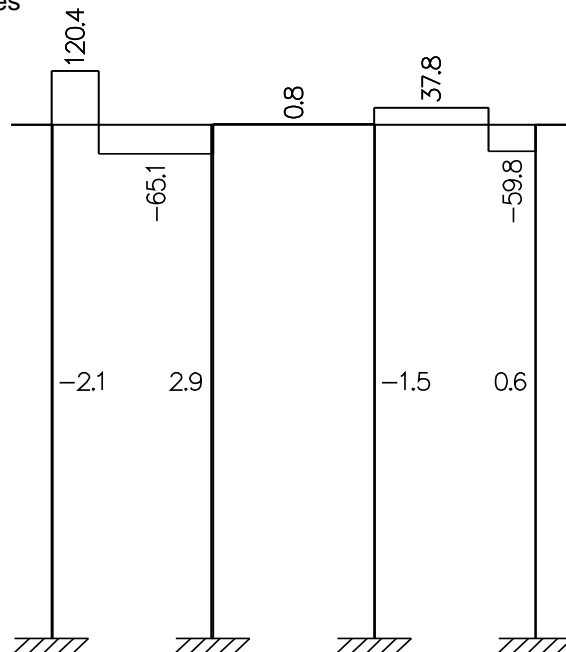
Cargas moveis

Momentos fletores



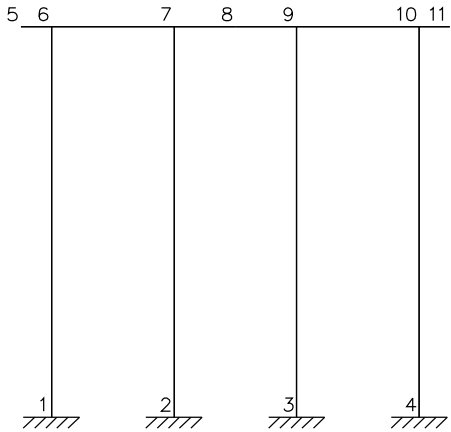
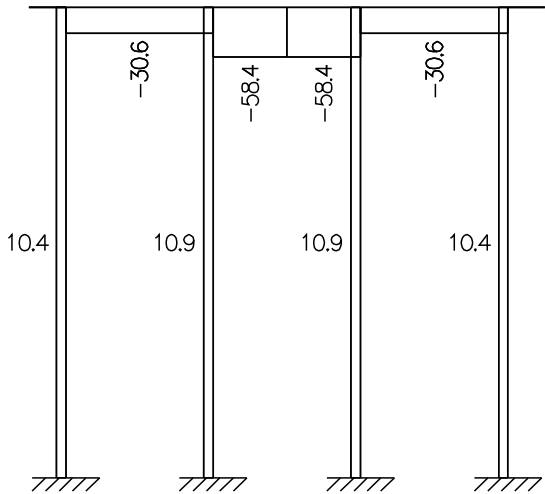
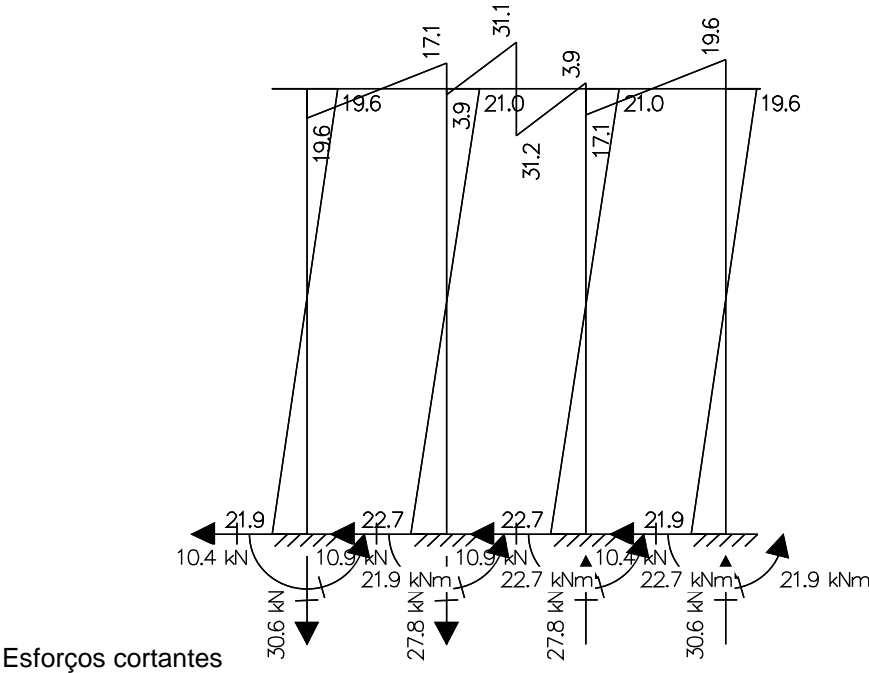


Esforços cortantes



Esforços de vento

Momentos fletores



## Resumo dos esforços nas estacas/pilares

	1/4	2/3	6/10	7/9
Rgmax =	230,9	143,5	218,4	130,9
Mg =	4,3	6,8	8,7	13,7
Ht =	3,3	5,1	3,3	5,1
Rpmax =	120,4	65,9	120,4	65,9
Mp =	3,0	3,7	5,2	8,1
Hp =	2,1	2,9	2,1	2,9
Rvento =	30,6	27,8	-27,8	-30,6
Mvento =	21,9	22,7	22,70	21,9
Hvento =	10,4	10,9	10,90	10,4

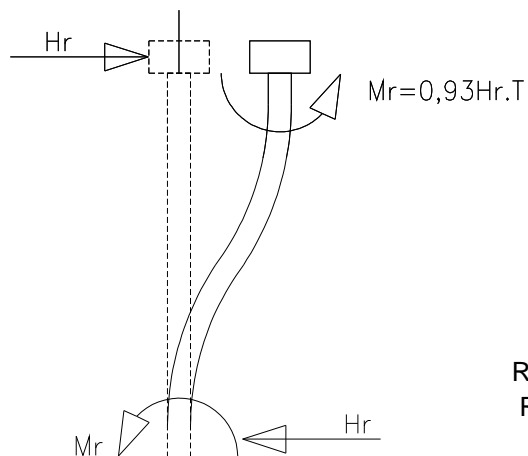
## Essforços horizontais

Temperatura	FLt=	7,20 kN/pilar
Empuxo	FE =	16,11 kN/pilar

## Dimensionamento das estacas a flexo-compressão

$$R_{dmax} = 492,315 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 20,00 \text{ MPa}$$



$$T = \text{Raiz5}(EJ/nh)$$

$$nh = 0,50 \text{ kgf/cm}^3$$

$$E = 2,10E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\varnothing = 31,00 \text{ cm}$$

$$J = 4,53E+04 \text{ cm}^4$$

$$T = 113,73$$

$$L_s = 1,7T = 193,35 \text{ m}$$

$$H_I = 5,83 \text{ kN}$$

$$H_t = 10,40 \text{ kN}$$

$$R_{max} = 351,30 \text{ kN}$$

$$R_{min} = 143,50 \text{ kN}$$

$$H_R = 11,92 \text{ kN}$$

$$M_R = 12,61 \text{ kNm}$$

Daí os valores de dimensionamento são:

$$R_{dmax} = 491,82 \text{ kN}$$

$$M_{dl} = 17,65 \text{ kNm}$$



Pelo Montoya temos:

$$\begin{aligned}
 A_c &= 0,0754 \text{ m}^2 & \nu &= 0,46 & \omega &= 0 \\
 A_{c.fcd} &= 1077,69 \text{ kN} & & & & \\
 A_{c.fcd.a} &= 334,08 \text{ kNm} & \mu &= 0,05 & A_s &= 0,00 \text{ cm}^2 \\
 A_{c.fcd/fyd} &= 24,77 \text{ cm}^2 & & & & \\
 A_{s \text{ minimo}} &= 3,77 \text{ cm}^2 & & & & 6\Phi 16
 \end{aligned}$$

Dimensionamento para  $R_{dmin}$  = 143,50 kN

$$\begin{aligned}
 \nu &= 0,13 & \omega &= 0 \\
 \mu &= 0,05 & A_s &= 0,00 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

## 6. Dimensionamento da travessa de apoio

Armadura negativa

$$\begin{aligned}
 b &= 0,60 \text{ m} & d &= 0,50 \text{ m} \\
 h &= 0,60 \text{ m} & & \\
 M_g &= -37,6 \text{ kNm} & M_d &= 109,61 \text{ kNm} \\
 M_p &= -18,5 \text{ kNm} & & \\
 M_{vento} &= -31,1 \text{ kNm} & k_{md} &= 0,034 & k_z &= 0,9 \\
 & & A_s &= 5,60 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Armadura positiva

$$\begin{aligned}
 b &= 0,60 \text{ m} & d &= 0,50 \text{ m} \\
 h &= 0,60 \text{ m} & & \\
 M_g &= 65,8 \text{ kNm} & M_d &= 175,38 \text{ kNm} \\
 M_p &= 36,9 \text{ kNm} & & \\
 M_{vento} &= 31,2 \text{ kNm} & k_{md} &= 0,055 & k_z &= 0,9 \\
 & & A_s &= 8,96 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Cisalhamento

$$\begin{aligned}
 V_g &= 215,7 \text{ kN} & V_{sd} &= 517,70 \text{ kN} \\
 V_p &= 120,4 \text{ kN} & & \\
 V_{vento} &= 30,6 \text{ kN} & & \\
 h &= 0,60 \text{ m} & f_{ct,m} &= 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2 \\
 d &= 0,50 \text{ m} & f_{ctd} &= 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1448,24 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{ck} &= 30,00 \text{ MPa} & & \\
 f_{cd} &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 & & \\
 f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} & & \\
 f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 & & \\
 \alpha_{v2} &= 0,88 & & \\
 V_{rd2} &= 0,27 \alpha_{v2} f_{cdb_{wd}} = & & \\
 V_{c0} &= 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0 / M_{sd,max} = & & \\
 \text{Adotaremos a favor da segurança } M_0 / M_{sd,max} &= 0 & &
 \end{aligned}$$

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m²		Vc0 kN/m²	As/s
6dir	0,600	517,70	1527,43	OK	260,68	13,14 cm²/m

7. Análise de capacidade de carga de estacas

verificação pelo método David Cabral

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

A1 - Rocha pouco alterada  
F2 - Medianamente fraturada  
C2 - Coerente e riscável

$$QR = A_p \cdot Q_p + \sigma_L \cdot U \quad Q_{adm} = QR/FS$$

$$FS = 2 \quad f_{ck} = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 31,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } A_p = 0,075 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,973 \text{ m}$$

$$\text{Resistência de Ponta} \quad \sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,4f_{ck} < 8,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Resistência por atrito} \quad \sigma_L = f_{ck}/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_p$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48 \quad \text{Rocha pouco alterada a sã.}$$

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa} \quad \text{Rochas Ígneas e metafóricas}$$

$$\sigma_p = \begin{cases} 0,4f_{ck} = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} \quad 8,00 \text{ MPa} \\ \beta_p \cdot \sigma_c = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p \cdot \sigma_p = 603,508 \text{ kN}$$

$$\text{Resistência por atrito} \quad QR = 1012,34 \text{ kN}$$

$$\sigma_L \leq \begin{cases} f_{ck}/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} \quad 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_p = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 408,828 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

$$L_{\text{mínimo}} = 4 \times D = 1,24 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } L_e = 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 351,30 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 506,17 \text{ kN}$$



As tensões tangenciais devidos aos esforços Normal, Horizontal e Rotacional valem

$$\tau_N = k_2 \cdot (\varepsilon/a_0) \cdot \sigma b =$$

$$k_2 = 4,00 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

$$\tau_N = 1578,98 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Vento	Força centrífuga
H=	3,60	0,00	8,06	19,22	0,00 (kN)
$\Sigma HI =$	11,66 kN				
$\Sigma HT =$	19,22 kN				



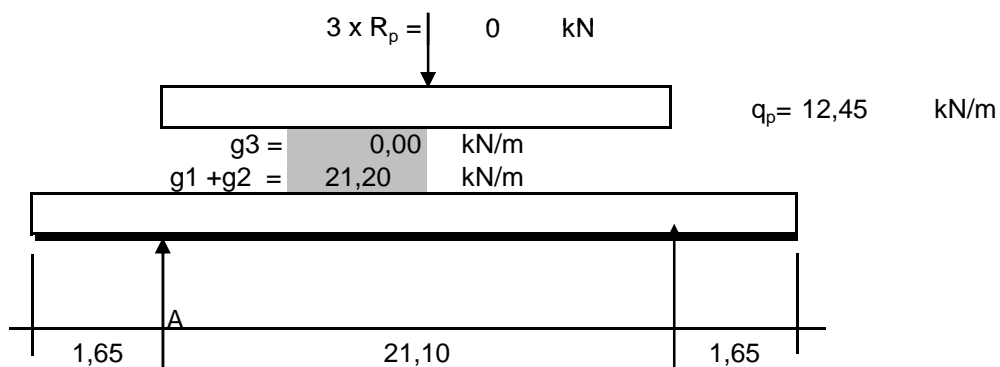
$$H_r = 22,48 \text{ kN}$$

$$\tau_H = 374,59 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

$$\tau_\alpha = k_3 \cdot (a_0/\varepsilon)^2 \cdot E \cdot \alpha / n =$$

$$k_3 = 0,16 \quad (\text{aparelhos retangulares})$$

Podemos avaliar a rotação  $\alpha$  dos apoios na viga A (mais desfavorável) em:



$$J_v = 0,0185 \text{ m}^4$$

$$E = 3,5E+08 \text{ kN/m}^2$$

$$J(v+laje) = 0,0200 \text{ m}^4$$

Momentos em A devidos a  $(g_1 + g_2)$  e  $g_3$

$$M(g_1+g_2) = -28,86 \text{ kNm}$$

$$Mg_3 = 0,00 \text{ kNm}$$

rotação	$g_1 + g_2$	$g_3$	$R_p$	$q_p$	$\alpha (g+p)_{total}$
$\alpha$	0,0012	0,0000	0,0000	0,0007	0,0019 rad

A rotação total vale: 0,0019 rad Sem considerar a protensão

A tensão tangencial sem considerar a protensão vale:

$$\tau_\alpha = 122,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_\alpha = 2075,74 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$$\Sigma H_I = 11,66 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 0,00 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 11,66 \text{ kN}$$

$$k_n = 1333,33 \text{ kN/m} \quad \delta n = 0,009 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,29 < 0,7 \quad \text{OK}$$

Para cargas permanentes e de curta duração

$$\Sigma H_I = 11,66 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 19,22 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 22,48 \text{ kN} \quad \delta n = 0,017 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,56 < 1,2 \quad \text{OK}$$