

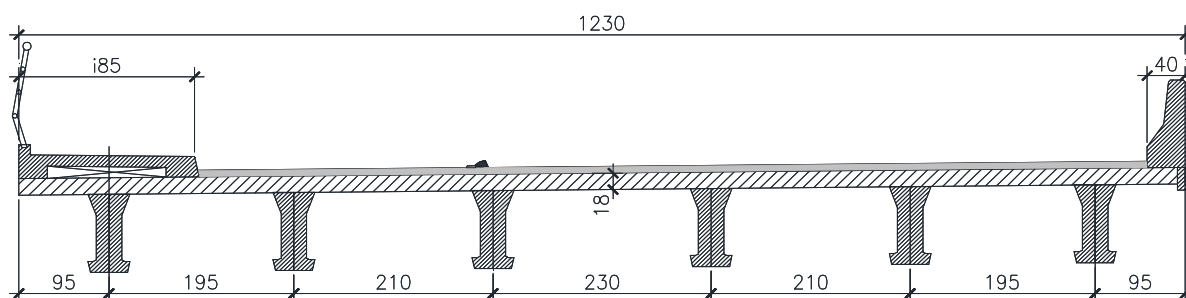
PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS

MUNICÍPIO DE NITERÓI

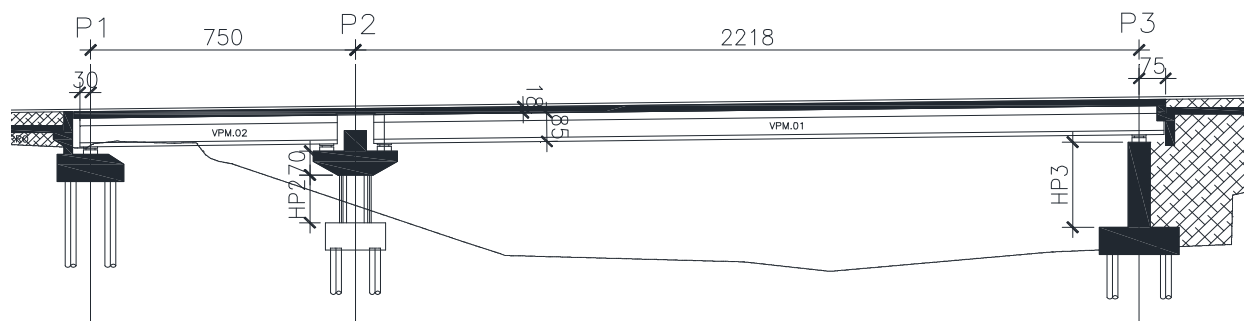
1- CÁLCULO DA INFRAESTRUTURA DO EIXO 200

1.1 Esquema estrutural

Seção transversal



Esquema longitudinal



Lb1=	0,30 m	H P1 =	0,10 m	H v1 =	0,85 m
Vão Lv1=	7,50 m	H p1 =	2,10 m	Hv2 =	0,85 m
Vão Lv2=	21,18 m	H p3 =	2,50 m		
Lb2=	0,75 m				
Comprimento total =	29,73 m	Largura total =	12,30 m		
		Largura da pista =	10,05 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. Cálculo das rizezas longitudinais

2.1 Pilar P1

Reações verticais

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,30 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,30 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,30 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3Vf =	70,41 kN

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	144,20 kN	RpVa=	172,93 kN	RpVa=	170,16 kN
RpVb=	210,49 kN	RpVb=	230,28 kN	RpVb=	214,21 kN
RpVc=	153,92 kN	RpVc=	180,19 kN	RpVc=	233,56 kN
RpVd=	35,42 kN	RpVd=	79,26 kN	RpVd=	214,21 kN
RpVe=	-5,53 kN	RpVe=	13,30 kN	RpVe=	170,96 kN
RpVf=	-6,35 kN	RpVf=	-9,19 kN	RpVf=	-5,00 kN

Maximo Vf	
RpVa=	-3,08 kN
RpVb=	-7,80 kN
RpVc=	0,88 kN
RpVd=	71,22 kN
RpVe=	204,54 kN
RpVf=	281,14 kN

Pré dimensionamento do neoprene

Rg1 _{MAX} =	25,99 kN		
Rg2 _{MAX} =	36,04 kN		
Rg3 _{MAX} =	70,41 kN	RN _{MAX} =	413,58 kN
		RN _{MIN} =	124,64 kN
RpV _{MAX} =	281,14 kN		
RpV _{MIN} =	-7,80 kN		

Para o Neoprene adotaremos:

a0=	0,20 m	====>	0,2 m
Ac0=	0,044 m ²		
b0=	0,22 m	====>	0,30 m
N ^o camadas=	3	h0=	0,01 m
n ^o de neoprenes=	6		

$$Kn = 12000,00 \text{ KN/m}$$

Para o pilar adotaremos

Dimensões em planta

Ap =	0,40 m
Bp =	12,30 m

Ec=	3,0E+07 kN/m ²
A=	4,9200 m ²
Jl=	0,0656 m ⁴
Jt=	62,0289 m ⁴
H pilar =	0,10 m

A rigidez do pilar vale =

$$K_{long} = 1,18E+10 \text{ kN/m}$$

$$K_{transv} = 4,47E+13 \text{ kN/m}$$

Para as estacas temos

Estacas tipo Raiz $\phi = 31,0$ cm

Nº de Estacas = 12

$$J_{long} = 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 0,00045 \text{ m}^4$$

$$J_{transv} = 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{transv} = 0,00045 \text{ m}^4$$

$$E_c = 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$n_h = 0,5 \text{ Kg/cm}^3$$

$$T = 113,73 \text{ cm}$$

$$H_{\text{agua}} = 0 \text{ m}$$

$$L = 1,99 \text{ m}$$

$$K_{e_{long}} = 14.481,56 \text{ kN/m}$$

$$K_{e_{transv}} = 14.481,56 \text{ kN/m}$$

$$\text{No conjunto} \quad K_{P1_{LONG}} = 6562,25 \text{ KN/m}$$

$$K_{P1_{TRANSV}} = 6562,25 \text{ KN/m}$$

2.2 Pilar P2

Reações verticais

Pilar P2esq

Rg1 Va =	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb =	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,3 kN
Rg1 Vc =	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,3 kN
Rg1 Vd =	25,99 kN	Rg2 Vd =	36,04 kN	Rg3 Vd =	23,3 kN
Rg1 Ve =	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3 Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3 Vf =	70,41 kN

Pilar P2dir

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd =	83,38 kN	Rg2 Vd =	150,35 kN	Rg3 Vd =	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3 Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3 Vf =	119,14 kN

Trecho P1-P2-P3 carregados

$$\begin{array}{ll} \text{Vão L1} = & 7,50 \text{ m} & \text{Vão L1} = & 21,18 \text{ m} \\ \text{Bal1} = & 0,30 \text{ m} & \text{Bal1} = & 0,35 \text{ m} \end{array}$$

$$\text{Vão total} = 7,80 \text{ m} \quad \text{Vão total} = 21,53 \text{ m}$$

Trens tipos

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
41,02	8,30	46,85	11,05	1,48	5,67	-0,79	-0,22
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
65,53	9,44	64,92	13,52	43,31	12,43	-2,48	-0,33
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C cor	
50,98	5,46	43,26	14,14	67,75	15,35	-1,71	0,98
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
12,08	1,09	10,39	10,30	43,93	14,55	17,57	5,37
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
-1,63	-0,29	-1,73	3,36	9,30	9,69	60,64	10,61
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F max	
-1,96	-0,29	-1,73	-0,95	-4,78	1,30	88,74	11,84

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	230,97 kN	RpVa=	286,32 kN	RpVa=	85,35 kN
RpVb=	314,21 kN	RpVb=	371,06 kN	RpVb=	296,45 kN
RpVc=	217,43 kN	RpVc=	320,83 kN	RpVc=	405,02 kN
RpVd=	48,60 kN	RpVd=	176,06 kN	RpVd=	328,54 kN
RpVe=	-8,61 kN	RpVe=	43,46 kN	RpVe=	164,34 kN
RpVf=	-9,51 kN	RpVe=	-18,34 kN	RpVe=	5,60 kN

Maximo Vf	
RpVa=	-5,31 kN
RpVb=	-11,50 kN
RpVc=	9,39 kN
RpVd=	124,96 kN
RpVe=	317,64 kN
RpVf=	411,97 kN

Trecho P1-P2 carregados

Maximo Va		Maximo Vb		Maximo Vc	
RpVa=	231,61 kN	RpVa=	304,14 kN	RpVa=	142,14 kN
RpVb=	274,71 kN	RpVb=	321,73 kN	RpVb=	273,92 kN
RpVc=	224,62 kN	RpVc=	283,10 kN	RpVc=	338,91 kN
RpVd=	107,36 kN	RpVd=	197,12 kN	RpVd=	291,33 kN
RpVe=	19,70 kN	RpVe=	94,79 kN	RpVe=	171,87 kN
RpVf=	-28,71 kN	RpVe=	-3,21 kN	RpVe=	33,82 kN

Máximo Vf	
RpVa=	-21,93 kN
RpVb=	0,44 kN
RpVc=	56,06 kN
RpVd=	165,67 kN
RpVe=	294,29 kN
RpVf=	393,16 kN

Pré dimensionamento do neoprene

Rg1 _{MAX} =	83,38 kN		
Rg2 _{MAX} =	161,53 kN		
Rg3 _{MAX} =	119,14 kN	RN _{MAX} =	757,21 kN
		RN _{MIN} =	342,12 kN
RpV _{MAX} =	393,16 kN		
RpV _{MIN} =	-21,93 kN		

Para o Neoprene adotaremos:

$$\begin{aligned} a_0 &= 0,27 \text{ m} \implies 0,3 \text{ m} \\ Ac_0 &= 0,080 \text{ m}^2 \\ b_0 &= 0,3 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\ h_0 &= 0,03 \text{ m} \\ n^{\circ} \text{ de neoprenes} &= 6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{nesq} &= 12000,00 \text{ KN/m} \\ K_{ndir} &= 18000,00 \text{ KN/m} \\ K_n &= 30000,00 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Para o pilar adotaremos

Dimensões em planta

$$\Phi = 0,90 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 3,0E+07 \text{ kN/m}^2 \\ A &= 0,6359 \text{ m}^2 \\ J_l &= 0,0322 \text{ m}^4 \\ J_t &= 0,0322 \text{ m}^4 \\ H \text{ pilar} &= 2,10 \text{ m} \end{aligned}$$

A rigidez do pilar vale =

$$\begin{aligned} K_{long} &= 625654,2 \text{ kN/m} \\ K_{transv} &= \text{#####} \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Para as estacas temos

$$\text{Estacas tipo Raiz } \Phi = 31,0 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ de Estacas} = 12$$

$$\begin{aligned} J_{long} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 4,53E-04 \text{ m}^4 \\ J_{transv} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{transv} = 4,53E-04 \text{ m}^4 \\ E_s &= 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2 \\ n_h &= 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \\ T &= 113,73 \text{ cm} \\ H_{\text{agua}} &= 0 \text{ m} \\ L &= 1,99 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{e_{long}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\ K_{e_{transv}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\ \text{No conjunto} \quad K_{P2_{LONG}} &= 9616,77 \text{ KN/m} \\ K_{P2_{TRANSV}} &= 9728,93 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Reações verticais

Pilar P3esq

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3Vf =	119,14 kN

Trecho P2-P3-arregado

Vão L2 = 21,18 m

Bal1 = 0,75 m

Trens tipos

VIGA - A max		VIGA - A cor		VIGA - A cor		VIGA - A cor	
R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
40,10	9,00	55,20	11,20	10,60	8,70	-3,10	-1,00
VIGA - B cor		VIGA - B max		VIGA - B cor		VIGA - B cor	
53,00	9,40	53,30	13,00	40,20	12,30	-2,90	0,70
VIGA - C cor		VIGA - C cor		VIGA - C max		VIGA - C max	
44,30	7,50	36,50	13,80	54,00	14,20	3,70	3,50
VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor		VIGA - D cor	
21,10	3,60	14,80	12,00	40,30	13,60	22,60	7,80
VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor		VIGA - E cor	
3,70	0,70	1,40	7,00	15,50	9,90	53,70	10,80
VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F cor		VIGA - F max	
-5,71	-0,95	-4,84	0,84	-4,96	3,74	82,33	12,07

Vão L = 21,18 m

Bal1 = 0,75 m

Ltrans= 3,00

Vão total= 21,93 m

Trecho P2-P3carregado

Máxima reação na viga A

RpVa=	232,20 kN
RpVb=	274,69 kN
RpVc=	224,99 kN
RpVd=	107,52 kN
RpVe=	19,74 kN
RpVf=	-28,78 kN

Máxima reação na viga B

RpVa=	304,29 kN
RpVb=	322,02 kN
RpVc=	283,73 kN
RpVd=	197,70 kN
RpVe=	94,40 kN
RpVf=	-3,16 kN

Máxima reação na viga C

RpVa=	142,96 kN
RpVb=	275,08 kN
RpVc=	339,53 kN
RpVd=	292,15 kN
RpVe=	172,63 kN
RpVf=	33,92 kN

Máxima reação na viga F

RpVa=	-21,88 kN
RpVb=	0,64 kN
RpVc=	55,88 kN
RpVd=	166,07 kN
RpVe=	294,78 kN
RpVf=	394,02 kN

Pré dimensionamento do neoprene

$$\begin{aligned}
 Rg1_{MAX} &= 83,38 \text{ kN} \\
 Rg2_{MAX} &= 161,53 \text{ kN} \\
 Rg3_{MAX} &= 119,14 \text{ kN} \\
 RN_{MAX} &= 758,07 \text{ kN} \\
 RN_{MIN} &= 342,17 \text{ kN} \\
 RpV_{MAX} &= 394,02 \text{ kN} \\
 RpV_{MIN} &= -21,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Para o Neoprene adotaremos:

$$\begin{aligned}
 a0 &= 0,27 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\
 Ac0 &= 0,080 \text{ m}^2 \\
 b0 &= 0,3 \text{ m} \implies 0,30 \text{ m} \\
 h0 &= 0,03 \text{ m} \\
 n^{\circ} \text{ de neoprene} &= 6 \\
 K_{nesq} &= 18000,00 \text{ KN/m} \\
 K_n &= 18000,00 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Para o pilar adotaremos

$$\begin{aligned}
 E_c &= 3,00E+07 \text{ kN/m}^2 \\
 A &= 5,8000 \text{ m}^2 \\
 J_l &= 0,1208 \text{ m}^4 \\
 J_t &= 65,0373 \text{ m}^4 \\
 H_{\text{pilar}} &= 2,50 \text{ m} \\
 \text{Dimensões em planta} \\
 A_p &= 0,50 \text{ m} \\
 B_p &= 11,60 \text{ m} \\
 \text{A rigidez do pilar vale =} \\
 K_{long} &= \text{#####} \text{ kN/m} \\
 K_{transv} &= 3,75E+08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Para as estacas temos

$$\text{Estacas tipo} \quad \text{Raiz } \Phi = 31,0 \text{ cm}$$

$$N^{\circ} \text{ de Estacas} = 12$$

$$\begin{aligned}
 J_{long} &= 45310,2 \text{ cm}^4 \implies J_{long} = 0,000453 \text{ m}^4 \\
 E_s &= 2,10E+05 \text{ kN/cm}^2 \implies 2,10E+07 \text{ kN/m}^2 \\
 n_h &= 0,5 \text{ Kg/cm}^3 \\
 T &= 113,73 \text{ cm} \\
 H_{\text{agua}} &= 0 \text{ m} \\
 L &= 1,99 \text{ m} \\
 K_{e_{long}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\
 K_{e_{transv}} &= 14481,6 \text{ kN/m} \\
 \text{No conjunto} \quad KE1_{LONG} &= 7933,63 \text{ KN/m} \\
 KE1_{TRANSV} &= 8024,94 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Resumo das rigezas longitudinais e transversais em kN/m

Abaixo temos um resumo das rigezas longitudinais.

Os esforços transversais de vento e da força centrífuga serão aplicados diretamente sobre os pilares.

Pilar	Longitudinal	%	Transversal	%
P1	6562,25	27,21%	6562,25	26,99%
P2	9616,77	39,88%	9728,93	40,01%
P3	7933,63	32,90%	8024,94	33,00%
Σ	24112,66	100,00%	24316,1	100,00%

3. Cálculo dos esforços horizontais

3.1 Esforços a considerar

3.1.1 Vento na superestrutura

Ponte Carregada

$$\text{Área de obstrução} = 93,65 \text{ m}^2 \quad F_v = 93,65 \text{ KN}$$

Ponte descarregada

$$\text{Área de obstrução} = 55,00 \text{ m}^2 \quad F_v = 82,50 \text{ KN}$$

$$F_{V\max} = 93,65 \text{ KN}$$

Determinação do centro de rotação

x P1 =	0,00 m	K _{transv} P1 =	6562,3 KN/pilar
x P2 =	7,50 m	K _{transv} P2 =	9728,9 KN/pilar
x P3 =	28,68 m	K _{transv} P3 =	8024,9 KN/pilar
		$\Sigma K =$	24316,12 KN/pilar
		$\Sigma K.x =$	303122,19 KN/pilar

$$x \text{ Centro de temperatura} = 12,47 \text{ m}$$

$$\text{Momento reduzido ao CR} \quad M_{CR} = 175,51 \text{ kNm}$$

$$\rho \text{ P1} = -12,47 \text{ m}$$

$$\rho \text{ P2} = -4,97 \text{ m}$$

$$\rho \text{ P3} = 16,21 \text{ m}$$

$$\text{Rotação da estrutura} \quad \psi = 5,21\text{E-}05 \text{ rd}$$

Deslocamento dos pilares na direção transversal

$$\delta \text{ P1} = -0,00065 \text{ m}$$

$$\delta \text{ P2} = -0,00026 \text{ m}$$

$$\delta \text{ P3} = 0,00084 \text{ m}$$

O valor da força de vento em cada pilar devido ao momento reduzido ao CR.

$$F_{VP1} = -4,26 \text{ kN}$$

$$F_{VP2} = -2,52 \text{ kN}$$

$$F_{VP3} = 6,78 \text{ kN}$$

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

O valor da força de vento em cada pilar devido a força reduzida ao CR.

$$F_{VP1} = 25,27 \text{ kN}$$

$$F_{VP2} = 37,47 \text{ kN}$$

$$F_{VP3} = 30,91 \text{ kN}$$

$$\Sigma = 93,65 \text{ kN}$$

Os valores resultantes são

$F_{VP1} =$	21,01 kN	$M_t =$	33,09 kNm
$F_{VP2} =$	34,95 kN	$M_t =$	55,05 kNm
$F_{VP3} =$	37,68 kN	$M_t =$	59,35 kNm
$\Sigma =$	93,65 kN		

3.1.2 Força de frenagem ou aceleração

$$H_f = 0,25 \times B \times L \times C_{NF} = 74,70 \text{ kN} \quad H_f = 135,00 \text{ kN}$$

$$C_{NF} = 1 - 0,05 \times (n - 2) > 0,9 = 1,00$$

$$n = 2$$

Reações por linha de pilares

$F_{FP1} =$	36,74 kN
$F_{FP2} =$	53,84 kN
$F_{FP3} =$	44,42 kN
$\Sigma =$	135,00 kN

3.1.3 Esforços de temperatura + retração + fluência

$$\Delta t = 30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Cálculo do centro de temperatura

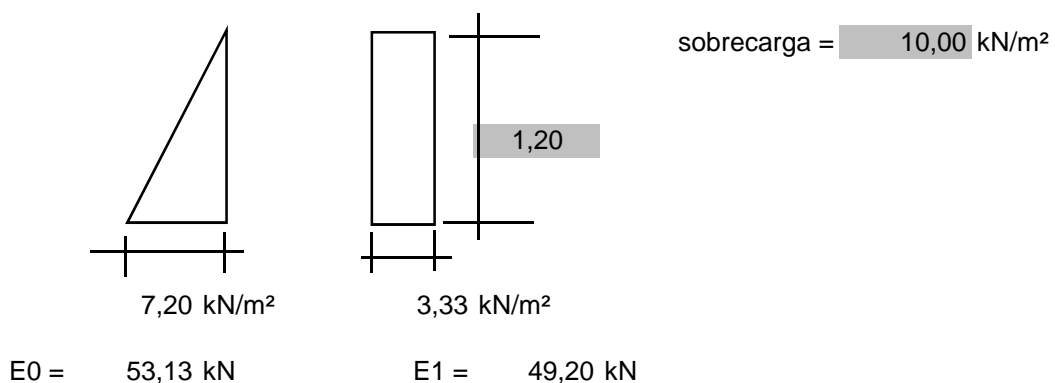
$x_{P1} =$	0,00 m	$K_{long} P1 =$	6562,3 kN/m ²
$x_{P2} =$	7,50 m	$K_{long} P2 =$	9616,8 kN/m ²
$x_{P3} =$	28,68 m	$K_{long} P3 =$	7933,6 kN/m ²
		$\Sigma K =$	24112,66 kN/m ²
		$\Sigma K \cdot x =$	299662,38 kN/m

$$x \text{ Centro de temperatura} = 12,43 \text{ m}$$

Reações no pilar

$\rho P1 =$	-12,43 m	$\delta P1 =$	-0,00373 m	$F_T P1 =$	-24,47 kN
$\rho P2 =$	-4,93 m	$\delta P2 =$	-0,00148 m	$F_T P2 =$	-14,22 kN
$\rho P3 =$	16,25 m	$\delta P3 =$	0,00488 m	$F_T P3 =$	38,68 kN
				$\Sigma =$	0,00 kN

3.1.4 Empuxo de terra e unilateral na cortina

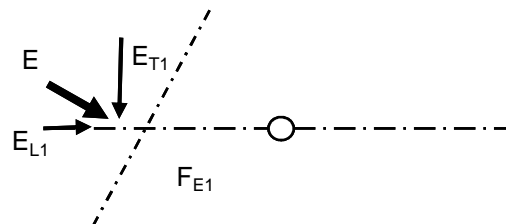


$$E = 102,33 \text{ kN}$$

Efeito da escondidade

$$\begin{aligned}\alpha &= 40^\circ \\ E_E &= 102,33 \text{ kN} \\ E_{T1} &= 65,75 \text{ kN} \\ E_{L1} &= 78,41 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{seno } \alpha &= 0,643 \\ \text{coso } \alpha &= 0,766\end{aligned}$$



3.1.5 Impacto direto sobre os pilares.

Caso não haja proteção dos pilares aplicaremos a 1,0m de altura do solo uma força de 100 kN/pilar, sem impacto

3.1.6 Força centrífuga

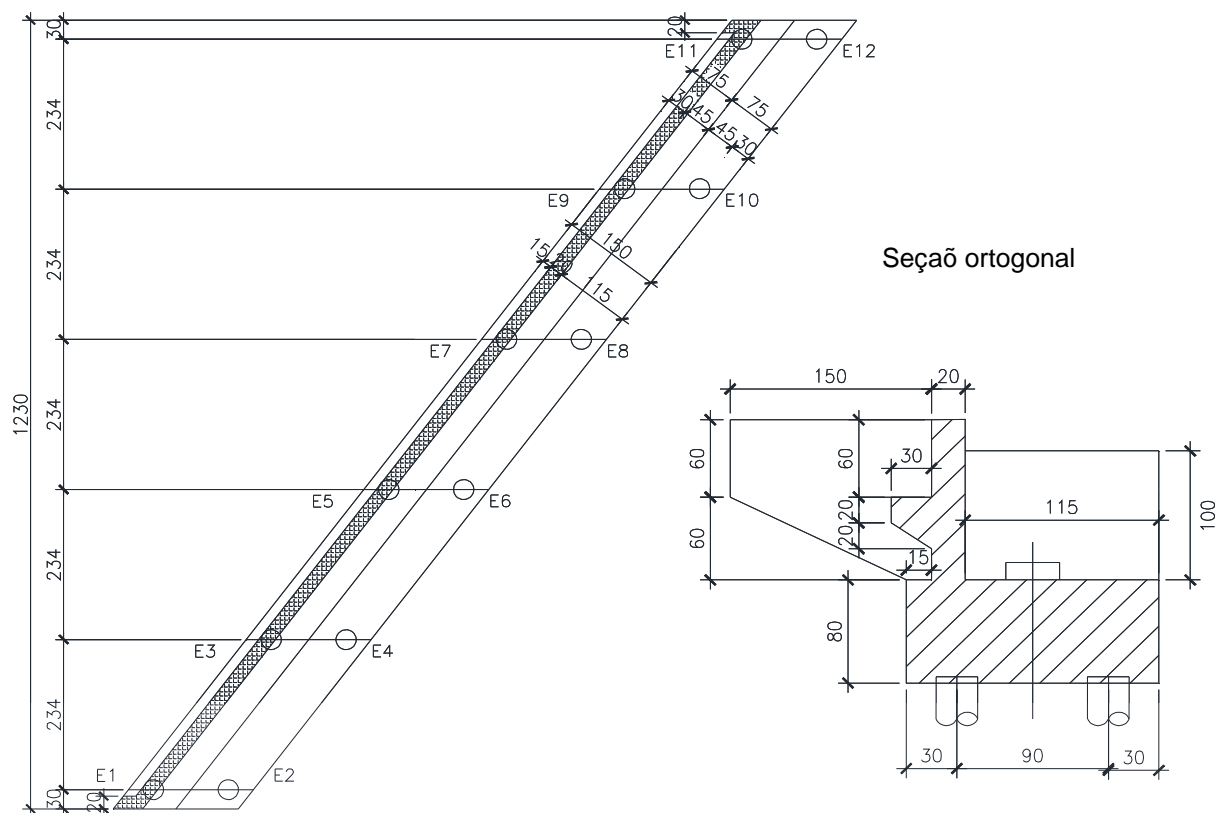
Será aplicada diretamente no pilar

$$\begin{aligned}R &= 0,00 \text{ m} \\ \text{se } R < 200,00 &>>> H_{fc} = 2,4P \\ 200 < R < 1500 &H_{fc} = (480/R)P = \\ H_{fc} &= 0,00 \text{ kN} \quad (\text{Não Há curvatura})\end{aligned}$$

4. Dimensionamento dos pilares e blocos

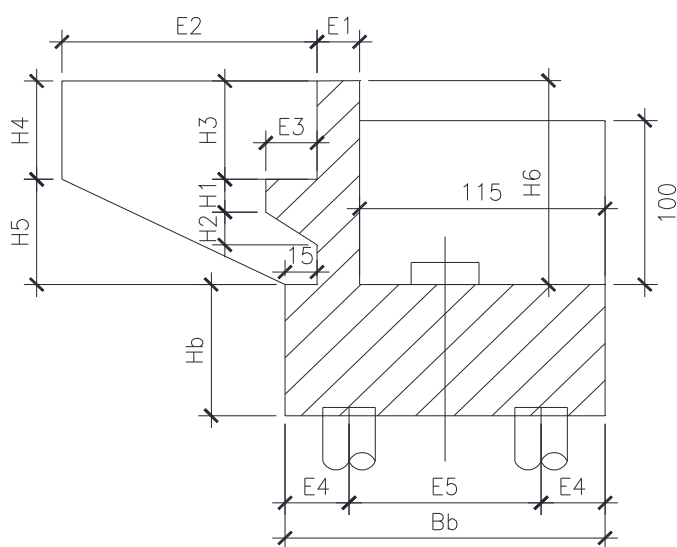
4.1 Pilar P1

Planta



$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Esforços nas estacas



$E1 = 0,20 \text{ m}$
 $E2 = 1,50 \text{ m}$
 $E3 = 0,30 \text{ m}$
 $E4 = 0,30 \text{ m}$
 $E5 = 0,90 \text{ m}$
 $BB = 1,50 \text{ m}$

$H1 = 0,25 \text{ m}$
 $H2 = 0,25 \text{ m}$
 $H3 = 0,60 \text{ m}$
 $H4 = 0,60 \text{ m}$
 $H5 = 0,60 \text{ m}$
 $H6 = 1,20 \text{ m}$
 $HB = 0,80 \text{ m}$
 $LB = 15,40 \text{ m}$
 $EA = 0,20 \text{ m}$
 $L \text{ trans.} = 3,00 \text{ m}$
 $Elt. = 0,20 \text{ m}$

Peso dos componentes do encontro

	Peso(kN)	Dist. A	M A
cortina =	92,40	0,500	46,20
Apoio LT =	42,19	0,75	31,64
Ala lateral =	9,00	1,35	12,15
	6,75	1,10	7,43
Terra s/o bloco =	0,00	0,00	0,00
Bloco =	462,00	0,00	0,00
Aletas =	11,50	-0,18	-2,01
Σ =	623,84 kN		95,40 kNm
excentricidade em relação ao ponto A =			0,153 m

Reação da laje de transição = 109,50 kN

Momento em relação ao ponto A MA = 82,13 kNm

Carga móvel s/a laje de transição

Sobrecarga= 5,00 kN/m² Rp= 109,50 kN
MA = 82,13 kNm

Empuxo de terra

ka = 0,30 E0 = 59,88 kN
 γ_s = 18,00 kN/m³
po = 6,48 kN/m² M A = -39,92 kNm

excentricidade em relação ao ponto A = 0,67 m

Dimensionamento do bloco de estacas

Esforços horizontais da superestrutura

		exc	M A
Temperatura =	-24,47 kN/bloco	0,95 m	-23,24 kNm
Frenagem =	36,74 kN/bloco	0,95 m	34,90 kNm
Empuxo Long =	78,41 kN/bloco	1,20 m	94,09 kNm
Empuxo Transv =	65,75 kN/bloco	1,20 m	78,90 kNm
			Σ 11,6606 kNm

Vento = 21,01 kN/bloco Mvento = 53,06 kNm

Esforços verticais da super estrutura

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,3 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,3 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,3 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3Vf =	70,41 kN
Σ =	155,94 kN	Σ =	204,35 kN	Σ =	195,26 kN

Maximo Va	Maximo Vb	Maximo Vc
RpVa= 144,2 kN	RpVa= 172,93 kN	RpVa= 170,16 kN
RpVb= 210,49 kN	RpVb= 230,28 kN	RpVb= 214,21 kN
RpVc= 153,92 kN	RpVc= 180,19 kN	RpVc= 233,56 kN
RpVd= 35,42 kN	RpVd= 79,26 kN	RpVd= 214,21 kN
RpVe= -5,53 kN	RpVe= 13,3 kN	RpVe= 170,96 kN
RpVf= -6,35 kN	RpVf= -9,19 kN	RpVf= -5 kN
$\Sigma = 532,15 \text{ kN}$	$\Sigma = 666,77 \text{ kN}$	$\Sigma = 998,1 \text{ kN}$

Maximo Vf

RpVa= -3,08 kN	
RpVb= -7,8 kN	x1 = 1,95 m
RpVc= 0,88 kN	x2 = 2,10 m
RpVd= 71,22 kN	x3 = 2,30 m
RpVe= 204,54 kN	x4 = 2,10 m
RpVf= 281,14 kN	x5 = 1,95 m
$\Sigma = 546,9 \text{ kN}$	$\Sigma = 10,4 \text{ m}$

Carga permanente	Rvert = 555,55 kN	Mtransv = 0,00 kNm
Máxima reação na Viga A	Rvert = 532,15 kN	Mtransv = 1621,20 kNm
Máxima reação na Viga C	Rvert = 998,10 kN	Mtransv = 1073,65 kNm
Máxima reação na Viga F	Rvert = 546,90 kN	Mtransv = 2248,94 kNm

Reações nas estacas

Nº de estacas = 12

Coordenadas das estacas

	Xlong	Y transv	XCr²	XCR/ΣXCr²	YCr²	YCR/ΣYCr²
E 1	-0,565	5,85	0,32	-0,1475	34,22	0,0305
E 2	0,565	5,85	0,32	0,1475	34,22	0,0305
E 3	-0,565	3,51	0,32	-0,1475	12,32	0,0183
E 4	0,565	3,51	0,32	0,1475	12,32	0,0183
E 5	-0,565	1,17	0,32	-0,1475	1,37	0,0061
E 6	0,565	1,17	0,32	0,1475	1,37	0,0061
E 7	-0,565	-1,17	0,32	-0,1475	1,37	-0,0061
E 8	0,565	-1,17	0,32	0,1475	1,37	-0,0061
E 9	-0,565	-3,51	0,32	-0,1475	12,32	-0,0183
E 10	0,565	-3,51	0,32	0,1475	12,32	-0,0183
E 11	-0,565	-5,85	0,32	-0,1475	34,22	-0,0305
E 12	0,565	-5,85	0,32	0,1475	34,22	-0,0305
			0,0000		0,0000	

$\Sigma XCr^2 = 3,83$ $\Sigma yCr^2 = 191,65$

Hipótese 1 - Máxima reação na viga A

Rvertical = 1711,54 kN
Mlong = 201,15 kNm
Mtransv = 1753,15 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	142,63	53,51	-29,67	166,47
P2	142,63	53,51	29,67	225,81
P3	142,63	32,11	-29,67	145,07
P4	142,63	32,11	29,67	204,41
P5	142,63	10,70	-29,67	123,66
P6	142,63	10,70	29,67	183,00
P7	142,63	-10,70	-29,67	102,26
P8	142,63	-10,70	29,67	161,59
P9	142,63	-32,11	-29,67	80,85
P10	142,63	-32,11	29,67	140,19
P11	142,63	-53,51	-29,67	59,44
P12	142,63	-53,51	29,67	118,78

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 225,81 kN
Rmin= 59,44 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga C

Rvertical = 2177,49 kN
Mlong = 201,15 kNm
Mtransv = 1205,60 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	181,46	36,80	-29,67	188,59
P2	181,46	36,80	29,67	247,93
P3	181,46	22,08	-29,67	173,87
P4	181,46	22,08	29,67	233,21
P5	181,46	7,36	-29,67	159,15
P6	181,46	7,36	29,67	218,49
P7	181,46	-7,36	-29,67	144,43
P8	181,46	-7,36	29,67	203,77
P9	181,46	-22,08	-29,67	129,71
P10	181,46	-22,08	29,67	189,05
P11	181,46	-36,80	-29,67	114,99
P12	181,46	-36,80	29,67	174,33

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 247,93 kN
Rmin= 114,99 kN

Hipótese 3 - Máxima reação na viga F

Rvertical = 1726,29 kN
Mlong = 201,15 kNm
Mtransv = 2380,89 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	143,86	72,68	-29,67	186,87
P2	143,86	72,68	29,67	246,20
P3	143,86	43,61	-29,67	157,79
P4	143,86	43,61	29,67	217,13
P5	143,86	14,54	-29,67	128,72
P6	143,86	14,54	29,67	188,06
P7	143,86	-14,54	-29,67	99,65
P8	143,86	-14,54	29,67	158,99
P9	143,86	-43,61	-29,67	70,58
P10	143,86	-43,61	29,67	129,92
P11	143,86	-72,68	-29,67	41,51
P12	143,86	-72,68	29,67	100,85

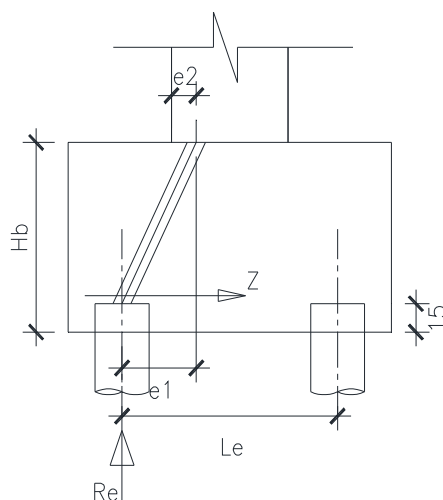
Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 246,20 kN
Rmin = 41,51 kN

4.1.1 Dimensionamento dos blocos de estacas

Pilar P1

Reações sobre o bloco de estacas



Re max = 247,93 kN

fck = 30,00 MPa
fcd = 21428,6 kN/m²
fyk = 500,00 MPa
fyd = 43,48 kN/cm²

Hbloco = 0,80 m

Le_{long} = 0,90 m
e1_{long} = 0,45 m
e1_{long} = 0,65 m

Armadura longitudinal

Z = 159,38 kN As = 5,13 cm²

As/s = 11,97 cm²/m Φ 16 cada 17 cm

Armadura transversal

$$R_{estaca} = 436,52 \text{ kN}$$

$$Z = 405,34 \text{ kN}$$

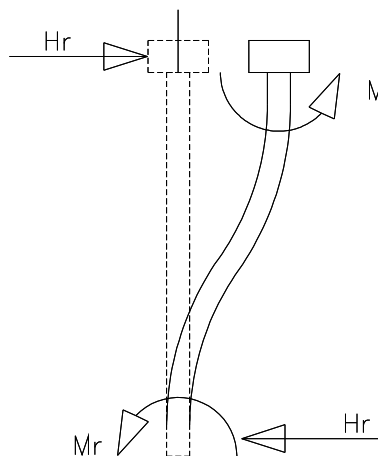
$$A_s = 13,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s/s = 13,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\Phi \text{ 16 cada } 15 \text{ cm}$$

4.1.2 Dimensionamento das estacas

Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$



$$M_r = 0,93 H_r \cdot T$$

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

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

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

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

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

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 247,93 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = 41,51 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 11,63 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 7,23 \text{ kN}$$

$$H_r = 13,70 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 15,56 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$$\Phi = 0,31 \text{ m}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$A_c = 0,0754 \text{ m}^2$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$A_c \cdot f_{cd} = 1347,12 \text{ kN}$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 417,61 \text{ kNm}$$

$$A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 30,97 \text{ cm}^2$$

$$\nu = V / A_c \cdot f_c = 0,258$$

$$\mu = M / A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 0,052$$

$$\omega = 0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

- (I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;
- (II) Estacas tipo Franki;
- (III) Estacas escavada a céu aberto;
- (IV) Estacas-raiz

TABELA 1

Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM (4 <	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2

Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β (kN/m ²)
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao
Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA TIPO	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $F=$ 31,0 cm

Carga na estaca = 247,93 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta= 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca= 7,00 m

α adotado = 260,0 kN/m²

β adotado = 6,0 kN/m²

N_P = 20,0 G/30cm

N_L = 20,0 G/30cm

Carga de rotura da estaca

$$Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot A L$$

PL =	817,7 kN	69,0%
PP =	367,4 kN	31,0%
PR =	1185,0 kN	
Pa =	592,52 kN	

Pexistente = 247,93 kN **OK**

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

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

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

Diâmetro das estacas = 30,0 cm

Área das estacas AP = 0,071 m²

Perímetro das estacas U = 0,942 m

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

Resistência por atrito $\sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$\beta_p = 0,48$ Rocha pouco alterada a sã.
 $\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$ Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \begin{cases} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} = 8,00 \text{ MPa} \\ p \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad AP \cdot \sigma_P = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito $QR = 1092,72 \text{ kN}$

$$\sigma_L \leq \begin{cases} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} = 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 527,52 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

Le mínimo = 4 x D = 1,20 m

Adotado Le = 2,0 m

Carga máxima nas estacas = 247,93 kN

OK

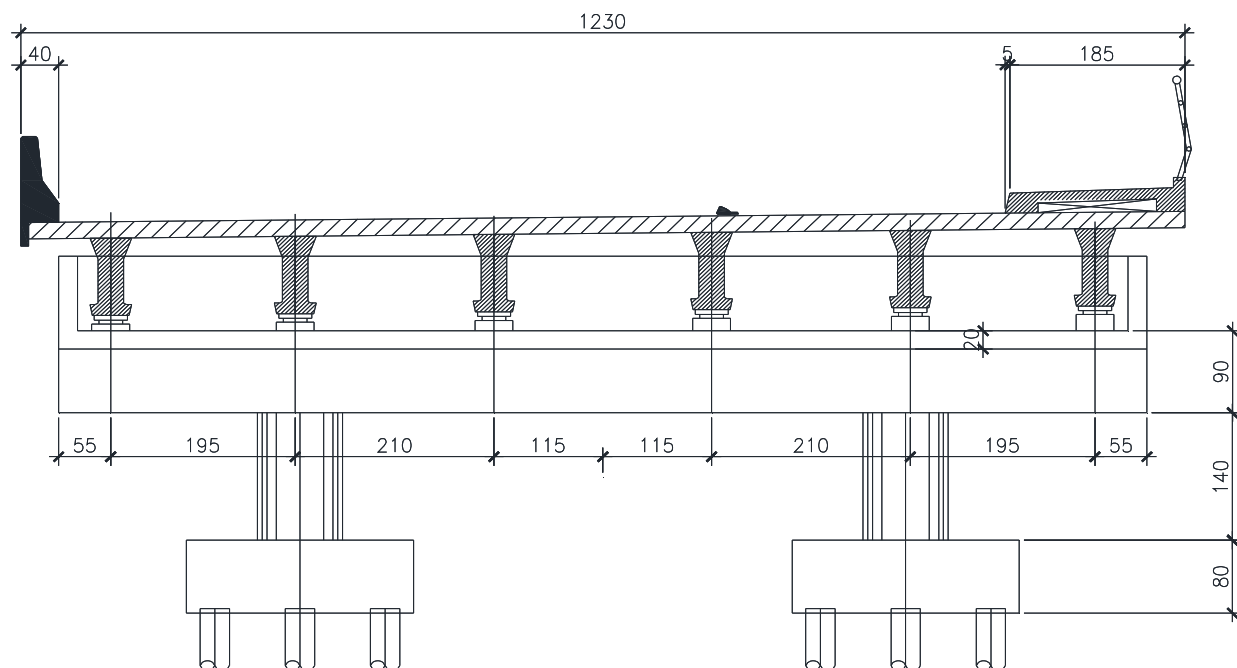
Carga admissível = 546,36 kN

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA				CLIENTE: PCE - PROJETO CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA				COTA:		INÍCIO: 24/07/2020		FOLHA: 01 / 01				
SM03				OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA				COORDENADAS		TÉRMINO: 27/07/2020		REVISÃO: 01				
				LOCAL: CAMBOINHAS - NITERÓI - RJ.				E:		REF.: 01		RESP. TÊC.: ENGR RODRIGO OLIVEIRA SILVA				
								INC: *		DATA: 30/07/2020						
ESCALA - 1/100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MARCENAS	CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DAS DESCONTINUIDADES	SOLO		SPT Nº DE GOLPES		TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
								RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO	% DE RECUPERAÇÃO	INICIAIS	FINAIS					
								10 20 30 40	20 40 60 80				20 40 60 80	A 1 2 3 4 5	F 1 2 3 4 5	C 1 2 3 4 5
				ATERRO, VARIEGADA							5	6				
			2,63	ARGILA ARENO-SILTOSA, CINZA							4	4				
			3,70 3,90	AREIA MÉDIA, CINZA, FOFA							3	4				
			4,80	MATAÇÃO							12	28				
			5,30	ALTERAÇÃO DE ROCHA, CINZA		5,30		20%					0%			
			6,00	GRANITO, CLARO, TEXTURA MÉDIA, MEDIANAMENTE ALTERADO,		6,00	SV		65%				30%	3	2	
			7,00	GNAISSE BIOTÍTICO COM VEIOS DE QUARTZO, TEXTURA MÉDIA, SÃO, CINZA ESCURO		7,50	SH		87%				60%	1	2	
						9,00	SH		100%				70%	1	1	
			10,00			10,00										

4.2 Pilar P2

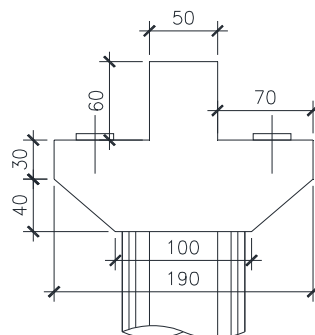
Características geométricas do pórtico.

Travessa



Φ pilar = 0,90 m
 A_p = 0,636 m²
 J_{pilar} = 0,032 m⁴
 $HP2$ = 1,40 m

peso próprio da travessa = 36,25 kN/m
 peso próprio do pilar = 15,90 kN/m



	L _{si}	L _{li}	h _i	y _i	S	S x y _i	s x y _i ²	J _o
1	0,500	0,500	0,600	1,000	0,300	0,1466	0,0716	0,0090
2	1,900	1,900	0,300	0,550	0,570	0,0220	0,0009	0,0043
5	1,900	1,000	0,400	0,221	0,580	-0,1686	0,0490	0,0075
			1,300		1,4500	0,0000	0,1215	0,0208

Área = 1,4500 m²
 Inércia = 0,1422 m⁴

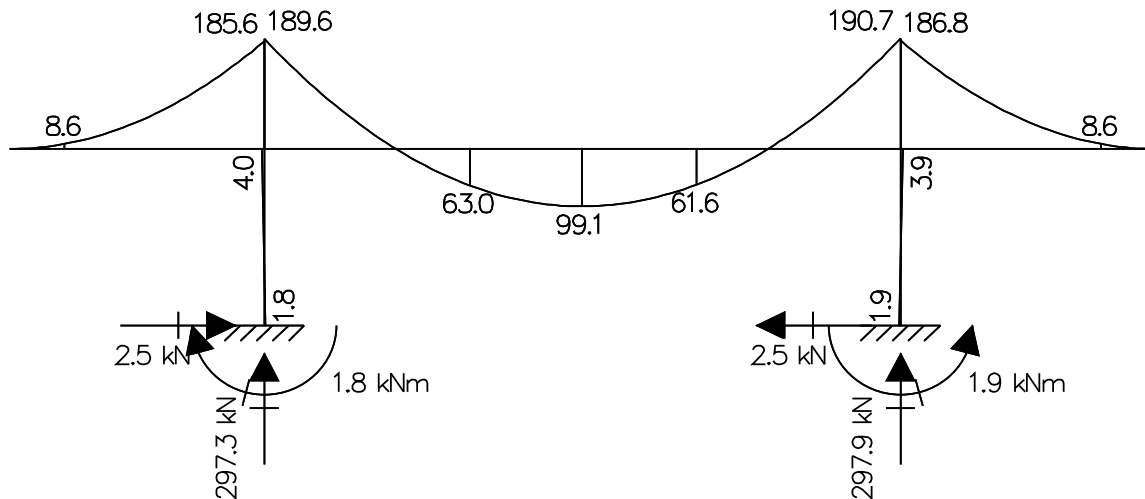
y i CG = 0,5114 m
 y s CG = 0,7886 m

W i = 0,2782 m³
 W s = 0,1804 m³

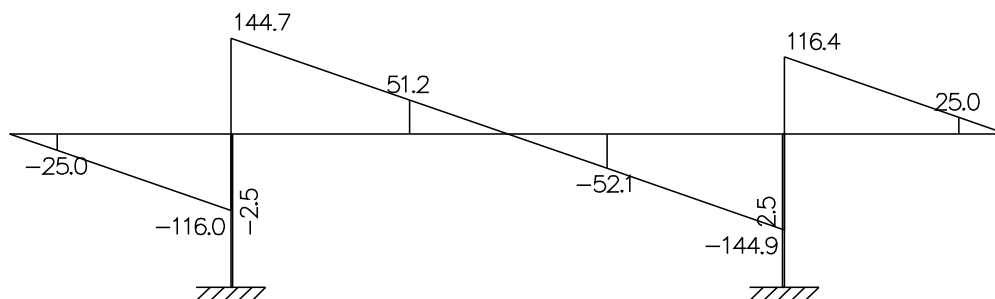
4.2.1 Esforços da carga permanente

RGV1	RGV2	RGV3	RGV4	RGV5	RGV6	
89,44	82,46	85,33	85,33	85,06	127,93 kN	gtrav = 36,25 kN/m
318,65	322,47	333,65	322,47	318,65	352,87 kN	gpilar = 15,90 kN/m
408,09	404,93	418,98	407,80	403,71	480,80 kN	

Momentos fletores



Esforços cortantes

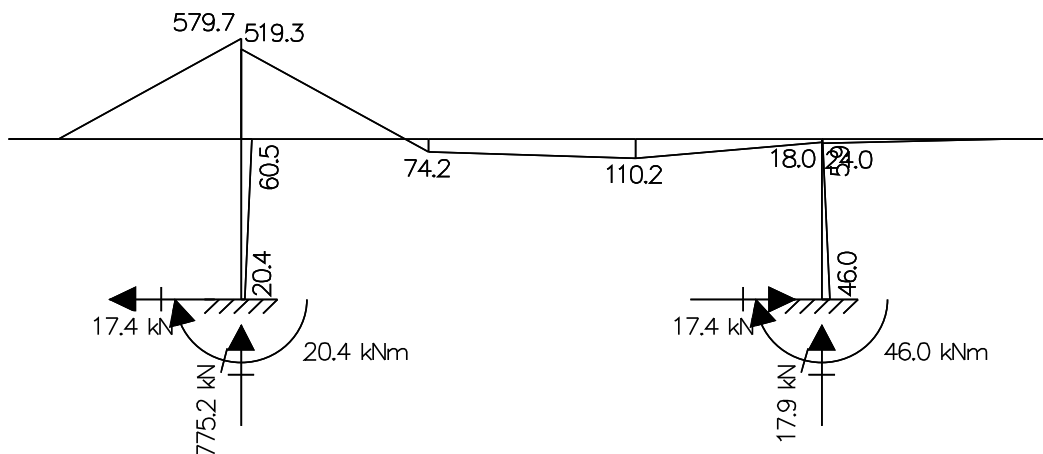


4.2.2 Esforços da carga móvel

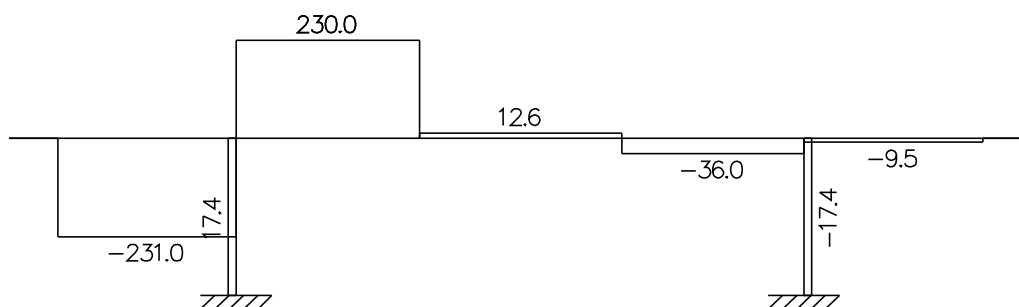
4.2.2.1 Máximo esforço na viga extrema Va

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
230,97	314,21	217,43	48,60	-8,61	-9,51 kN

Momento fletores



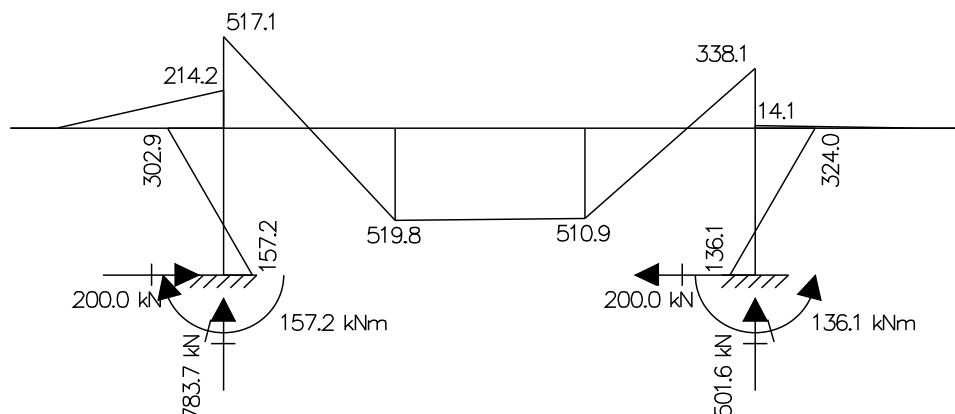
Esforços cortantes



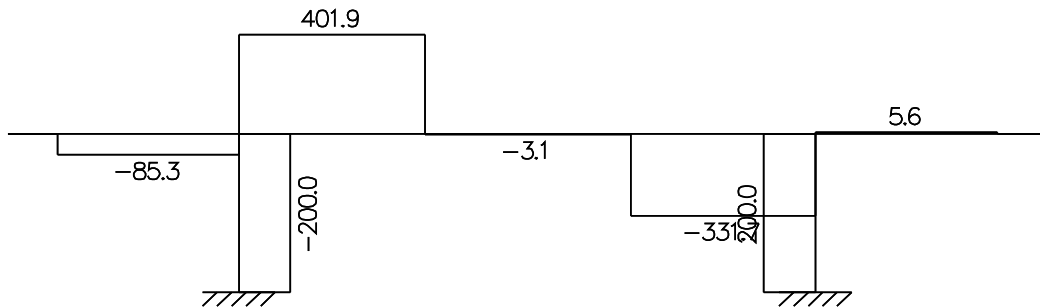
4.2.2.2 Máximo esforço na viga central

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
85,35	296,45	405,02	328,54	164,34	5,60 kN

Momentos fletores



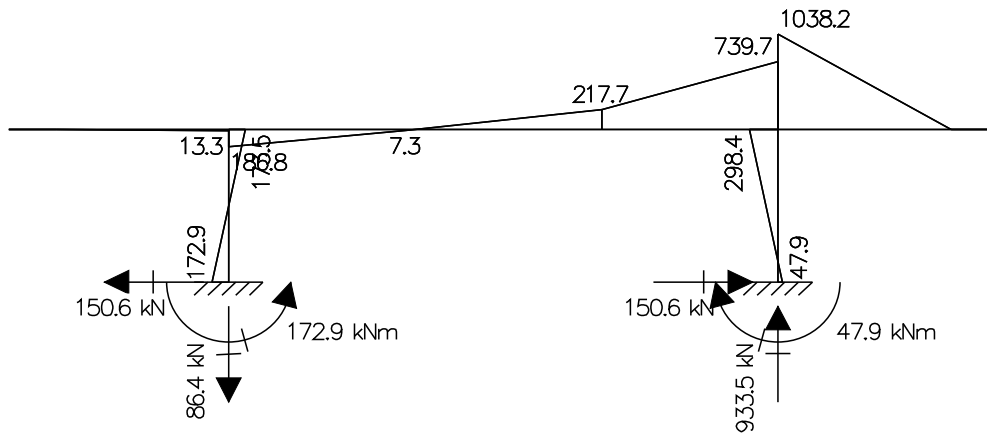
Esforços cortantes



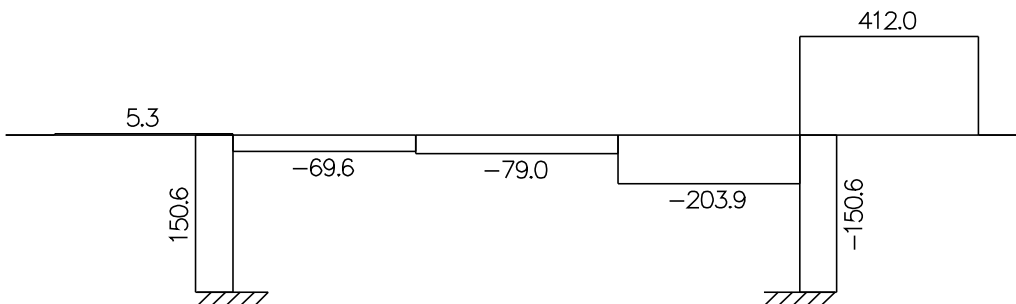
4.2.2.2 Máximo esforço na viga extrema Vf

RPVa	RPVb	RPVc	RPVd	RPVe	RPVf
-5,31	-11,50	9,39	124,96	317,64	411,97 kN

Momentos fletores



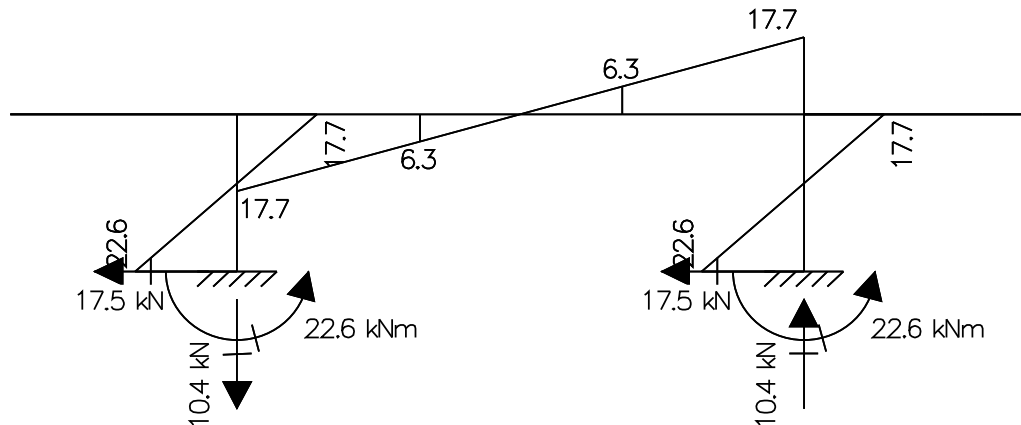
Esforços cortantes



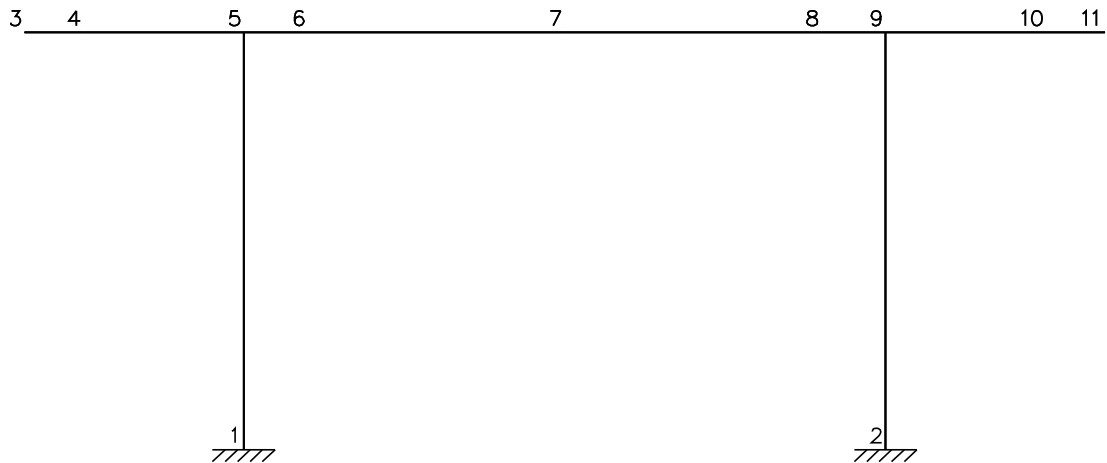
4.2.3 Vento

Hvento = 34,95 kN
Mvento = 55,05 kNm
Rvert = 6,88 kN

Distancia entre pilares = 8,00 m



Resumo dos esforços



Seção	Rvert					M _{trans}				
	Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto	Mg	MpmaxV6	MpmaxV3	Mvento	Mimpacto
1	297,3	933,50	501,6	-10,40	0,00	1,80	47,90	136,10	22,6	0
2	297,3	86,40	783,7	10,40	0,00	1,80	172,90	152,20	22,6	0

	H horizontal				
	Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto
1	2,50	150,60	200,00	17,50	0,00
2	2,50	150,60	200,00	15,50	0,00

	Cortantes					M _{trans}				
	Rg	RpmaxV6	RpmaxV3	Rvento	Rimpacto	Mg	MpmaxV6	MpmaxV3	Mvento	Mimpacto
5esq	116,4	412,00	401,90	4,43		-186,80	-1038,2	-14,10	0,00	0,00
5dir	-144,9	-203,9	-85,30	4,43	0,00	-190,70	-739,7	-338,10	-17,7	0,00
7	0	-79,00	-3,10	4,43	0,00	99,10	-217,70	519,80	0,00	0,00

H temp = 14,22 kN
H frenagem = 53,84 kN
h empuxo = 0,00 kN

Hpilar = 2,10 m

	γg	γq	$\gamma \varepsilon g$	$\gamma \varepsilon q$	ψ_{0T}	ψ_{0V}
Normal	1,35	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60
	1,00	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60

Normal $F_d = \gamma g F_{gk} + \gamma \varepsilon g F_{\varepsilon gk} + \gamma q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma \varepsilon q \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$

Esforços de dimensionamento

Ponto 1
Rdmax = 1814,09 kN
Rdmin = 414,42 kN
Mdlong = 102,71 kNm
MdtransV6 = 101,40 kNm
MdtransV3 = 233,70 kNm
Hdlong = 48,91 kN
Hdtransv V1 = 250,28 kN
Hdtransv V3 = 324,38 kN

Hipótese de máximo esforço normal

Cálculo das excentricidades

Rd = 1814,09 kN
Mdlong = 102,71 kNm
Mtransv = 101,40 kNm
Mres = 144,33 kNm

Excentricidades existentes

$e_0 = 0,080$ m $\Phi = 0,90$ m $J_p = 0,0322$ m⁴
 $A_p = 0,6359$ m²
H pilar = 2,10 m

Excentricidades adicionais

ea = 0,030 m

Excentricidades de 2ª ordem

$l_{e\text{long}} = 4,20$ m $\lambda_{\text{long}} = 18,67$
 $i = 0,225$
 $e_2 = 1/r (l_{e2}^2/10)$
 $\nu = N_d/A_c f_{cd} = 0,50$
 $1/r_{\text{long}} = 0,006$
 $e_{2\text{long}} = 0,000$ m

Os valores de dimensionamento são:

Hipótesis 1

Nd = 1814,09 kNm
Mdlong = 198,76 kNm

Hipótesis 2

Nd = 1814,09 kNm
Mdlong = 144,33 kNm

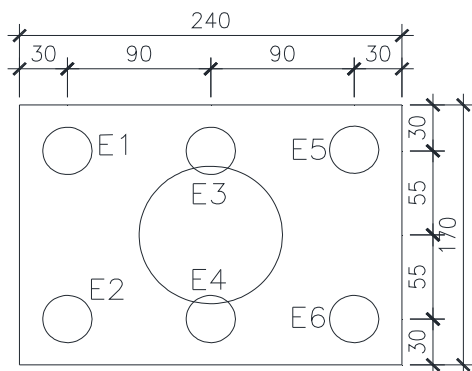
Pelos ábacos de Gimenés&Montoya temos

$A_c = 0,636 \text{ m}^2$
 $A_{cfd} = 13625,36 \text{ kN}$
 $A_{c.a.fcd} = 12262,82 \text{ kNm}$
 $A_{cfd}/f_{yd} = 313,38$

Hipótesis 1		Hipótesis 2	
	$\omega =$		$\omega =$
$\nu =$	0,13	$\nu =$	0,13
$\mu =$	0,02 0	$\mu =$	0,01 0
$A_s =$	0,00 cm^2	$A_s =$	0,0 cm^2
$A_s/A_c =$	0,0% cm^2	$A_s/A_c =$	0,0%
		$A_{s_{min}} =$	\parallel 25,43 cm^2 \parallel 6,26 cm^2
		Adotado	14 Φ 20

4.2.3 Bloco do Pilar-P2

4.2.3.1 Esforços nas estacas



$h_b = 0,80 \text{ m}$ $l \text{ estacas} = 1,10$
 $l \text{ borda} = 0,3 \text{ m}$ $t \text{ estacas} = 0,90$
 $t \text{ borda} = 0,3 \text{ m}$ $H \text{ P2} = 2,10$
 $l \text{ bloco} = 1,70 \text{ m}$
 $t \text{ bloco} = 2,40 \text{ m}$

Peso próprio do bloco = 81,6 kN

Temperatura = 7,11 kN/bloco
 M temp = 20,61 kNm
 Frenagem = 26,92 kN/bloco
 M frenagem = 78,07 kNm

Esforços verticais da super estrutura

	Rmax kN	Rmin kN
Carga permanente	297,30	297,3
Máxima reação na Viga 6	933,50	86,40
Máxima reação na Viga 3	501,60	783,70

Vento =>> $R_{vert} = -10,40$ 10,40
 $R_{hor} = 17,50$ 15,50
 M vento = 22,60 22,6

Impacto nos pilares =>> $R_{vert} = 0,00$ 0,00
 $R_{hor} = 0,00$ 0,00
 M impacto = 0 0,00

$M_{tg} = 1,80 \text{ kNm}$
 $M_{tP_{max}V6} = 172,90 \text{ kNm}$
 $M_{tP_{max}V3} = 152,20 \text{ kNm}$

Reações nas estacas

número de estacas = 6

	XCr	YCr	XCr ²	XCr/ΣXCr ²	YCr ²	YCr/ΣYCr ²
EST 1	-0,90	0,55	0,81	-0,2778	0,30	0,3030
EST 2	-0,90	-0,55	0,81	-0,2778	0,30	-0,3030
EST 3	0,00	0,55	0,00	0,0000	0,30	0,3030
EST 4	0,00	-0,55	0,00	0,0000	0,30	-0,3030
EST 5	0,90	0,55	0,81	0,2778	0,30	0,3030
EST 6	0,90	-0,55	0,81	0,2778	0,30	-0,3030
				0,0000		0,0000
		ΣXCr ² =	3,24	ΣyCr ² =	1,82	

Hipótese 1 - Máxima reação na viga 6

Rvertical = 1322,80 kN
 Mlong = 98,68 kNm Hlong = 17,01 kN
 Mtransv = 197,30 kNm Htransv = 17,50 kN

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	220,47	-54,81	29,90	195,57
P2	220,47	-54,81	-29,90	135,76
P3	220,47	0,00	29,90	250,37
P4	220,47	0,00	-29,90	190,56
P5	220,47	54,81	29,90	305,18
P6	220,47	54,81	-29,90	245,37

Rmax = 305,18 kN
 Rmin= 135,76 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga 3

Rvertical = 880,50 kN
 Mlong = 98,68 kNm Hlong = 17,01 kN
 Mtransv = 176,60 kNm Htransv = 17,50 kN

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr _T ²	Σr _L ²	
P1	146,75	-49,06	29,90	127,60
P2	146,75	-49,06	-29,90	67,79
P3	146,75	0,00	29,90	176,65
P4	146,75	0,00	-29,90	116,85
P5	146,75	49,06	29,90	225,71
P6	146,75	49,06	-29,90	165,90

Rmax = 225,71 kN
 Rmin= 67,79 kN

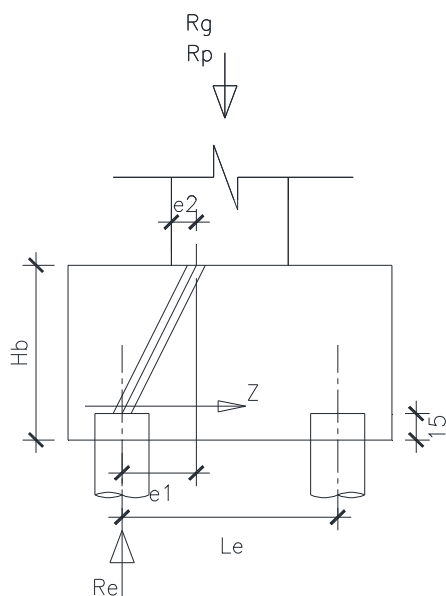
Hipótese 3 - Mínima reação

$R_{vertical} = 454,90 \text{ kN}$
 $M_{long} = 98,68 \text{ kNm}$ $H_{long} = 17,01 \text{ kN}$
 $M_{transv} = 176,60 \text{ kNm}$ $H_{transv} = 17,50 \text{ kN}$

Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	75,82	-49,06	29,90	56,67
P2	75,82	-49,06	-29,90	-3,14
P3	75,82	0,00	29,90	105,72
P4	75,82	0,00	-29,90	45,91
P5	75,82	49,06	29,90	154,78
P6	75,82	49,06	-29,90	94,97

$R_{max} = 154,78 \text{ kN}$
 $R_{min} = -3,14 \text{ kN}$

4.2.3.2 Determinação das armações do bloco de estacas do Pilar P2



$Re_{max} = 305,18 \text{ kN}$

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = ##### \text{ kN/m}^2$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

$H_{bloco} = 0,80 \text{ m}$

$Le_{long} = 0,55 \text{ m}$
 $Le_{transv} = 0,90 \text{ m}$

Armadura longitudinal

$Z = 258,23 \text{ kN}$ $As = 8,31 \text{ cm}^2$
 $As/s = 7,56 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 16 \text{ cada } 26 \text{ cm}$

Armadura transversal

Reações nas estacas

$RP5+RP6 = 550,54 \text{ kN}$ $exc = 0,90 \text{ m}$ $M_{eixo} = 495,49 \text{ kNm}$
 $RP5+RP6 = 391,61 \text{ kN}$
 $RP5+RP6 = 249,74 \text{ kN}$

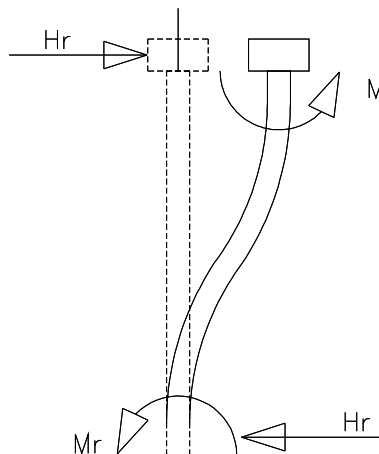
$M_d = 693,69 \text{ kNm}$ $k_{md} = 0,05$ $k_z = 0,90$

$As = 27,27 \text{ cm}^2$

$As/s = 16,04 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 20 \text{ cada } 20 \text{ cm}$

4.3.3 Dimensionamento das estacas

Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$



$$M_r = 0,93 H_r \cdot T$$

$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

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

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

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

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

$$T = 122,14$$

$$L_s = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 305,18 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = -3,14 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 2,84 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 2,92 \text{ kN}$$

$$H_r = 4,07 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 4,62 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenés&Montoya

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,31 \text{ m} \\ A_c &= 0,0754 \text{ m}^2 \\ A_c \cdot f_{cd} &= 1347,12 \text{ kN} \\ A_c \cdot \Phi \cdot f_c &= 417,61 \text{ kNm} \\ A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} &= 30,97 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = V / A_c \cdot f_c = 0,317$$

$$\mu = M / A_c \cdot \Phi \cdot f_c = 0,015$$

$$\omega = 0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

4.2.3.4 Análise de capacidade de carga de estacas

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

(I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;

(II) Estacas tipo Franki;

(III) Estacas escavada a céu aberto;

(IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM ($d < 4$)	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos estaca Raiz $\phi = 31,0$ cm

Carga na estaca = 305,18 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta = 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca = 6,00 m

 α adotado = 260,0 kN/m² β adotado = 6,0 kN/m² $N_P = 20,0$ G/30cm $N_L = 20,0$ G/30cm

Carga de rotura da estaca

$$Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot AL$$

PL = 700,8 kN 65,6%

PP = 367,4 kN 34,4%

PR = 1068,2 kN

Pa = 534,11 kN

Pexistente = 305,18 kN

OK

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

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

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

$$FS = 2$$

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

$$\text{Diâmetro das estacas} = 30,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } A_p = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,942 \text{ m}$$

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

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

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_p = \begin{cases} 0,4f_{ck} = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ MPa} = 8,00 \text{ MPa} \\ \beta_p \cdot \sigma_c = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad A_p \cdot \sigma_p = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \begin{cases} f_{ck}/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} = 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_p = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 527,52 \text{ kN}$$

$$QR = 1092,72 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

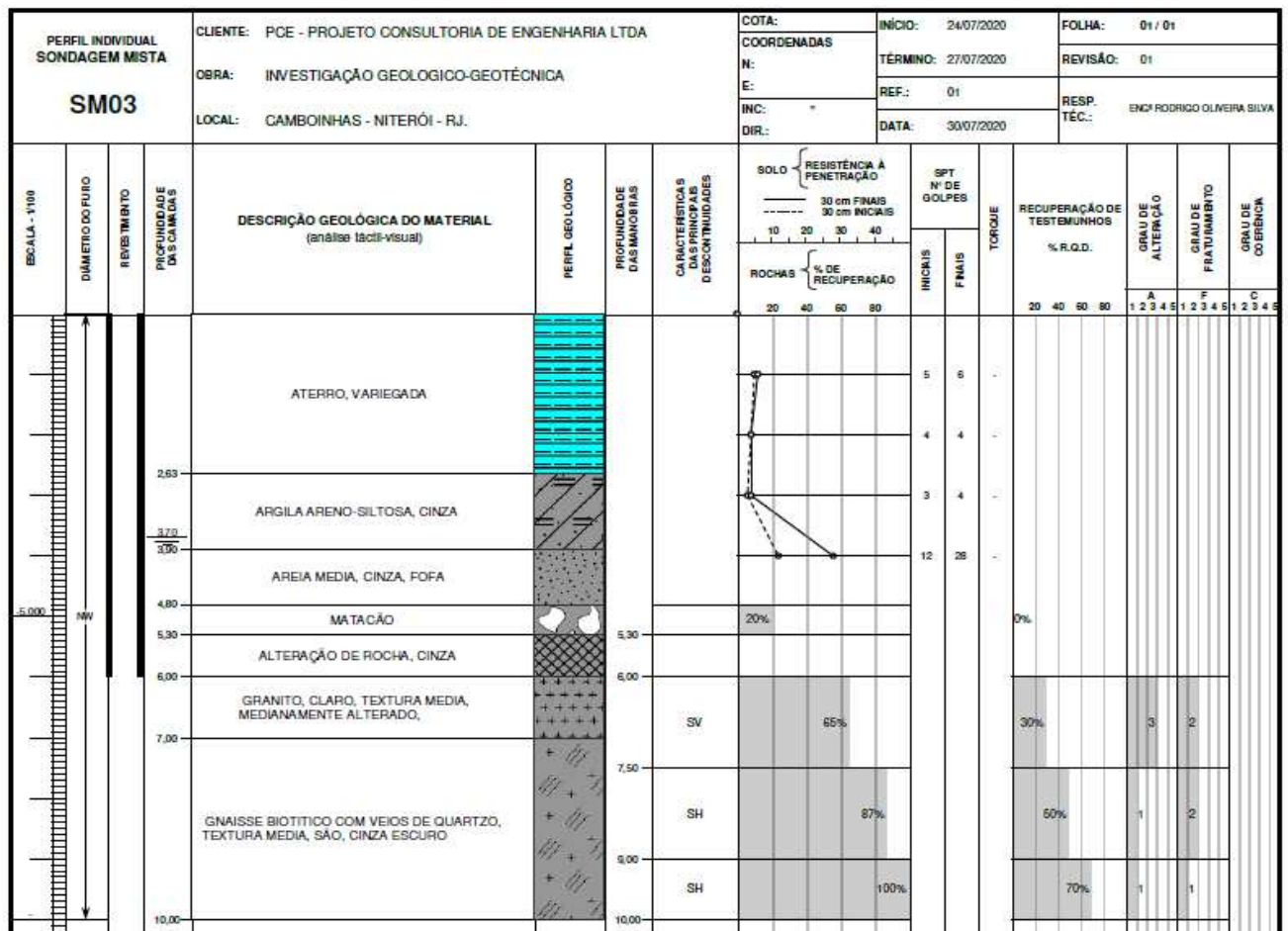
$$L_{\text{mínimo}} = 4 \times D = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } L_e = 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 305,18 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 546,36 \text{ kN}$$



4.2.4 Travessa do pilar P2

4.2.4.1 Armadura de flexão

Armadura negativa

$$\begin{aligned} M_{g_{Eixo}} &= -190,70 \text{ kNm} \\ M_{p_{Eixo}} &= -1038,20 \text{ kNm} \\ M_{vento} &= -17,70 \text{ kNm} \\ M_{centrifuga} &= 0,00 \text{ kNm} \\ b_{+} &= 0,50 \text{ m} \\ b_{-} &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 1,30 \text{ m} \\ d &= 1,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 21428,6 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,5 \text{ kN/cm}^2 \\ M_d &= 1835,985 \text{ kNm} \\ k_{md} &= 0,059 \\ k_z &= 0,9 \end{aligned}$$

$$A_s = 39,10 \text{ cm}^2$$

Armadura positiva

$$\begin{aligned} M_g &= 99,10 \text{ kNm} \\ M_p &= 519,80 \text{ kNm} \\ b_{+} &= 0,50 \text{ m} \\ b_{-} &= 1,00 \text{ m} \\ h &= 1,30 \text{ m} \\ d &= 1,20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= 21428,6 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\ M_d &= 913,485 \text{ kNm} \\ k_{md} &= 0,059 \\ k_z &= 0,9 \end{aligned}$$

$$A_s = 19,45 \text{ cm}^2$$

4.2.4.2 Dimensionamento da travessa ao cisalhamento

	Esq	Dir	1/2TRAV
Vg=	116,4	-144,9	0,0 kN
Vp=	412,00	-203,90	-79,00 kN
Vv=	4,43	4,43	4,43 kN
Vcentr=	0	0,00	0,00 kN
Vsd=	779,1225	-497,4825	-114,5175 kN

$$h = 1,30 \text{ m} \quad f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3} = 2896,47 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 1,20 \text{ m} \quad f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1448,24 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 21428,57 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_{wd} =$$

$$A_s/s \text{ min} = 6,7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d + M_0/M_{sd,max} =$$

$$\text{Adotaremos a favor da segurança } M_0/M_{sd,max} = 0$$

Armadura mínima

$$\rho_{sw} = A_{sw}/(b_w \cdot s \cdot \sin \alpha) \geq 0,2 \cdot f_{ctm}/f_{ywk} = 13,32 \text{ cm}^2/\text{m}^2$$

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m ²		Vc0 kN/m ²	As/s
esq	0,50	779,12	3054,86	OK	521,36	5,49 cm ² /m
dir	0,50	497,48	3054,86	OK	521,36	0,00 cm ² /m
1/2TRAV	0,50	114,52	3054,86	OK	521,36	0,00 cm ² /m

4.2.4.3 Verificação a torsão

O momento torsor atuante sera calculado na consideração de apenas um vão carregado.

Resumo dos esforços a esquerda e a direita do pilar

Reações da carga permanente

Vão P1-P2

Rg1 Va :	25,99 kN	Rg2 Va =	31,53 kN	Rg3 Va =	31,92 kN
Rg1 Vb :	25,99 kN	Rg2 Vb =	33,17 kN	Rg3 Vb =	23,30 kN
Rg1 Vc :	25,99 kN	Rg2 Vc =	36,04 kN	Rg3 Vc =	23,30 kN
Rg1 Vd=	25,99 kN	Rg2 Vd=	36,04 kN	Rg3 Vd=	23,30 kN
Rg1 Ve :	25,99 kN	Rg2 Ve =	36,04 kN	Rg3Ve =	23,03 kN
Rg1 Vf =	25,99 kN	Rg2 Vf =	31,53 kN	Rg3Vf =	70,41 kN

Pilar P2dir

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3Vf =	119,14 kN

Reações da carga móvel

Máximo VA	Máximo VB	Máximo VC
RpVa= 231,61 kN	RpVa= 304,14 kN	RpVa= 142,14 kN
RpVb= 274,71 kN	RpVb= 321,73 kN	RpVb= 273,92 kN
RpVc= 224,62 kN	RpVc= 283,10 kN	RpVc= 338,91 kN
RpVd= 107,36 kN	RpVd= 197,12 kN	RpVd= 291,33 kN
RpVe= 19,70 kN	RpVe= 94,79 kN	RpVe= 171,87 kN
RpVf= -28,71 kN	RpVe= -3,21 kN	RpVe= 33,82 kN

Momentos torsores

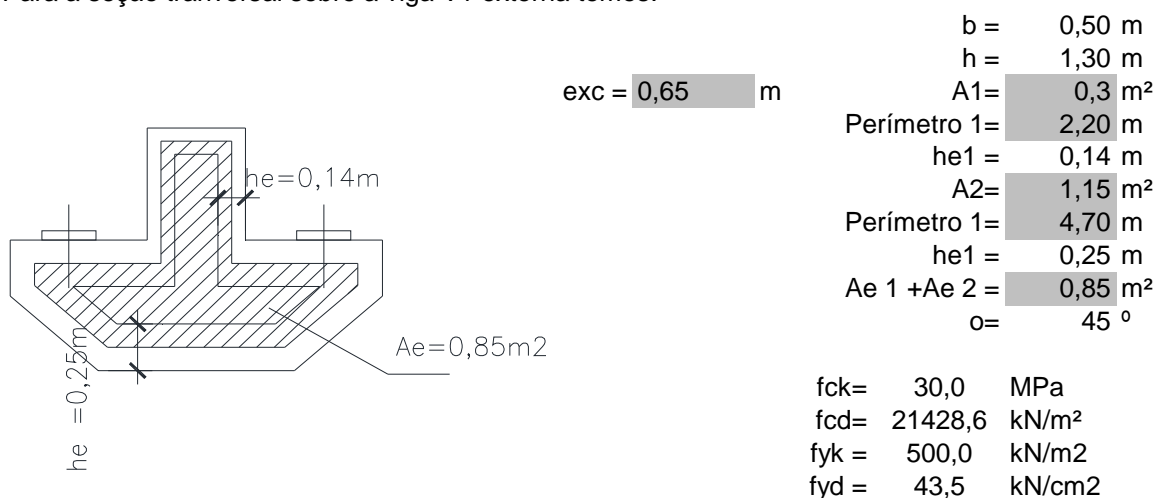
Tracho em balanço

A esquerda do pilar	Rg = 89,44 kN	Mtg = 148,99 kNm
	Rp = 0,00 kN	Mtp = 150,55 kNm
A direita do pilar	Rg = 318,65 kN	Tsd = 426,95 kNm
	Rp = 231,61 kN	

Tracho entre os pilares

A esquerda do pilar	Rg = 170,66 kN	Mtg = 157,77 kNm
	Rp = 0,00 kN	Mtp = 204,83 kNm
A direita do pilar	Rg = 656,12 kN	Tsd = 520,24 kNm
	Rp = 630,24 kN	

Para a seção transversal sobre a viga V1 externa temos:



$$Trd2 = 0,5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \sin 2\alpha =$$

$$\alpha_v = 1 - f_{ck}/250 = 0,88$$

$$Trd2 = 1092,86 \text{ kNm} \quad \text{OK}$$

$$As_{90}/s = Tsd / f_{yd} \cdot 2A_e \cdot \cot \alpha = 7,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Asl/U = Tsd / 2A_e \cdot f_{yd} \cdot \tan \alpha = 7,03 \text{ cm}^2$$

$$Trd3 = As_{90}/s \cdot f_{yd} \cdot 2A_e \cdot \cot \alpha =$$

$$As_{90}/s = 1\emptyset 10c15 = 8,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Trd3 = 591,60 kNm **OK**

Asl/U.2Ae.fyd =

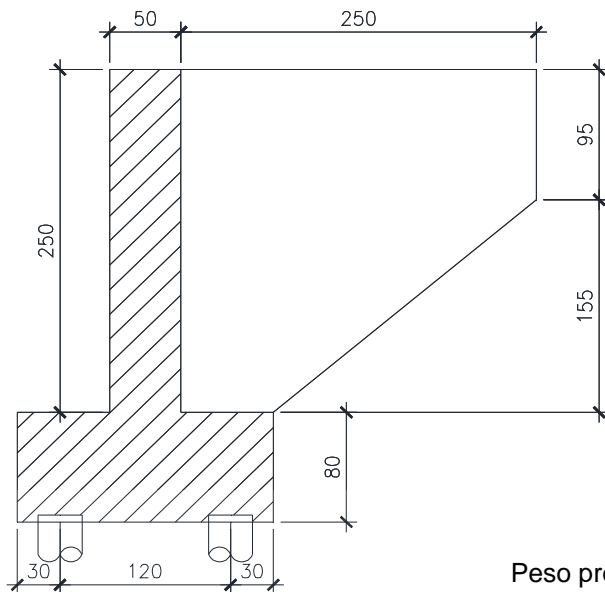
$\Sigma asl/s = 2\emptyset 10C20$ 8,00 cm²/m

Trd4 = 591,60 kNm **OK**

4.3

Pilar P3

fck= 30 MPa



E1 =	0,50 m
E2 =	2,50 m
E3 =	0,30 m
E4 =	0,30 m
E5 =	1,20 m
BB =	1,80 m
LB =	14,80 m
HB =	0,80 m
HP =	2,50 m
H1ala =	0,95 m
H2ala =	1,55 m
EA =	0,25 m
L trans. =	3,00 m
Elt. =	0,20 m

Peso próprio do pilar = 462,50 kN
 Ala = 26,95 kN
 peso total = 489,45 kN

Peso dos componentes do encontro

	Peso(kN)	Dist. A	M A	
Ala lateral =	14,84	1,50	22,27	
	12,11	1,08	13,12	
Terra s/o bloco =	432,90	0,58	149,35	60%
Bloco =	532,80	0,00	0,00	
Σ =	992,65 kN		184,73 kNm	
excentricidade em relação ao ponto A =			0,186 m	

Reação da laje de transição = 105,00 kN

Empuxo de terra

ka = 0,33 E0 = 277,47 kN
 γ_s = 18,00 kN/m³
 po = 15,00 kN/m² M A = 231,23 kNm

Empuxo sobre o muro do Pilar P3

Hmuro = 2,50 m

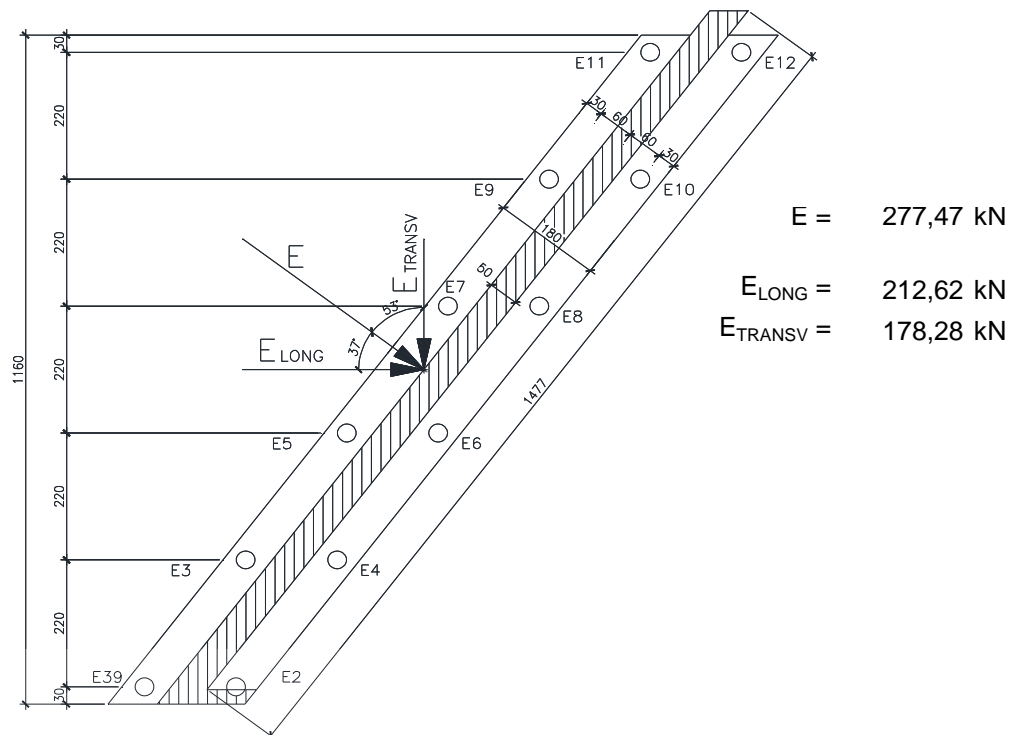
L muro = 14,8 m

$\alpha = 40^\circ$

$\text{seno } \alpha = 0,643$

$\text{Coseno } \alpha = 0,766$

Efeito da escondidade



Dimensionamento do muro, Pilar P3

Esforços horizontais da superestrutura

		exc	M A
Temperatura =	38,68 kN/bloco	2,50 m	96,71 kNm
Frenagem =	44,42 kN/bloco	2,50 m	111,05 kNm
Empuxo Long =	78,41 kN/bloco	2,50 m	196,02 kNm
Empuxo Transv =	65,75 kN/bloco	2,50 m	164,36 kNm
			Σ 207,751 kNm

Vento = 37,68 kN/bloco

Mvento = 153,56 kNm

Esforços verticais da super estrutura

Cargas permanentes

Rg1 Va :	83,38 kN	Rg2 Va =	146,83 kN	Rg3 Va =	88,44 kN
Rg1 Vb :	83,38 kN	Rg2 Vb =	150,35 kN	Rg3 Vb =	88,74 kN
Rg1 Vc :	83,38 kN	Rg2 Vc =	161,53 kN	Rg3 Vc =	88,74 kN
Rg1 Vd=	83,38 kN	Rg2 Vd=	150,35 kN	Rg3 Vd=	88,74 kN
Rg1 Ve :	83,38 kN	Rg2 Ve =	146,83 kN	Rg3Ve =	88,44 kN
Rg1 Vf =	83,38 kN	Rg2 Vf =	150,35 kN	Rg3Vf =	119,14 kN
Σ =	500,28 kN	Σ =	906,24 kN	Σ =	562,24 kN

Cargas moveis

Máxima reação na viga A	Máxima reação na viga B	Máxima reação na viga C
RpVa= 232,20 kN	RpVa= 304,29 kN	RpVa= 142,96 kN
RpVb= 274,69 kN	RpVb= 322,02 kN	RpVb= 275,08 kN
RpVc= 224,99 kN	RpVc= 283,73 kN	RpVc= 339,53 kN
RpVd= 107,52 kN	RpVd= 197,70 kN	RpVd= 292,15 kN
RpVe= 19,74 kN	RpVe= 94,40 kN	RpVe= 172,63 kN
RpVf= -28,78 kN	RpVf= -3,16 kN	RpVf= 33,92 kN
$\Sigma = 830,36$ kN	$\Sigma = 1198,98$ kN	$\Sigma = 1256,26$ kN
Máxima reação na viga F		
RpVa= -21,88 kN	x1 = 1,95 m	
RpVb= 0,64 kN	x2 = 2,10 m	
RpVc= 55,88 kN	x3 = 2,30 m	
RpVd= 166,07 kN	x4 = 2,10 m	
RpVe= 294,78 kN	x5 = 1,95 m	
RpVf= 394,02 kN	$\Sigma = 10,40$ m	
$\Sigma = 889,52$ kN		
Carga permanente	Rvert = 1968,76 kN	Mtransv = 0,00 kNm
Máxima reação na Viga A	Rvert = 830,36 kN	Mtransv = 2320,78 kNm
Máxima reação na Viga C	Rvert = 1256,26 kN	Mtransv = 954,49 kNm
Máxima reação na Viga F	Rvert = 889,52 kN	Mtransv = 3245,37 kNm

4.3.1 Determinação da Aarmação do Pilar

Hipótese de máximo esforço normal

	γg	γq	$\gamma \varepsilon g$	$\gamma \varepsilon q$	$\psi_0 T$	$\psi_0 V$
Normal	1,35	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60
	1,00	1,50	1,20	1,20	0,60	0,60

$$\text{Normal} \quad F_d = \gamma g F + \gamma q F + \gamma \varepsilon g F + \gamma \varepsilon q F + \gamma \psi_0 T F + \gamma \psi_0 V F$$

Para máxima reação na viga C

Cálculo das excentricidades

Rd = 5202,98 kN		
Md _{long} = 345,38 kNm	e _o L =	0,066 m
M _{transv} = 3619,38 kNm	e _o T =	0,696 m

Excentricidades adicionais

ea _{long} =	0,020 m
ea _{transv} =	0,493 m

Excentricidades de 2ª ordem

h pilar =	2,50 m	
Ap =	0,50 m	Ap = 7,40 m ²
Bp =	14,80 m	

fck =	30,0 MPa
fcd =	21428,57 kN/m ²
fck =	500,0 MPa
fyk =	43,48 kN/cm ²

J _{long} =	0,1542 m ⁴	i _{long} =	0,144
J _{transv} =	135,0747 m ⁴	i _{transv} =	4,272

$$\begin{aligned} l_{e\text{long}} &= 5,00 \text{ m} & \lambda \text{ long} &= 34,64 \\ l_{e\text{transv}} &= 2,50 \text{ m} & \lambda \text{ transv} &= 0,59 \end{aligned}$$

$$e2 = 1/r \text{ (} l_e^2/10 \text{)}$$

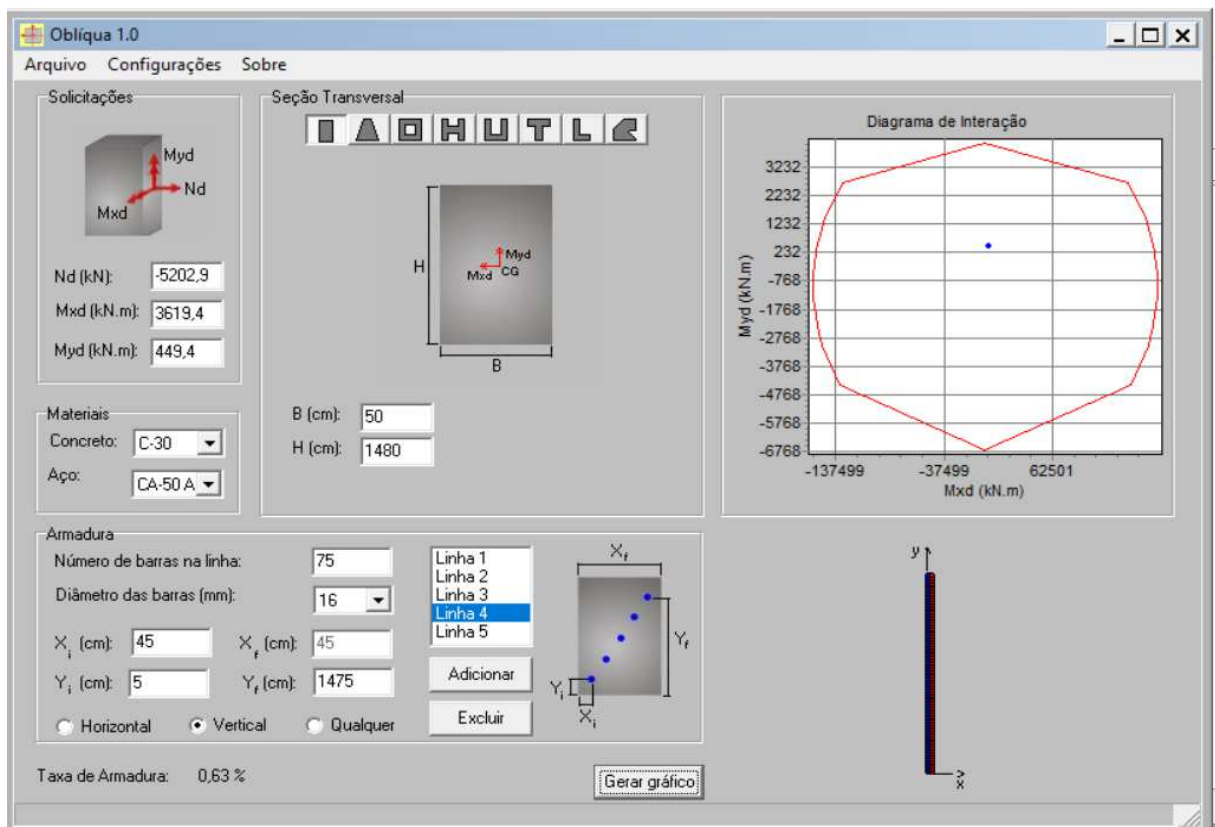
$$\nu = N_d/A_c \cdot t_{cd} = 0,50$$

$$\begin{aligned} 1/r \text{ long} &= 0,01000 & e2_{\text{long}} &= 0,000 \text{ m} \\ 1/r \text{ transv} &= 0,00034 & e2_{\text{transv}} &= 0,000 \text{ m} \end{aligned}$$

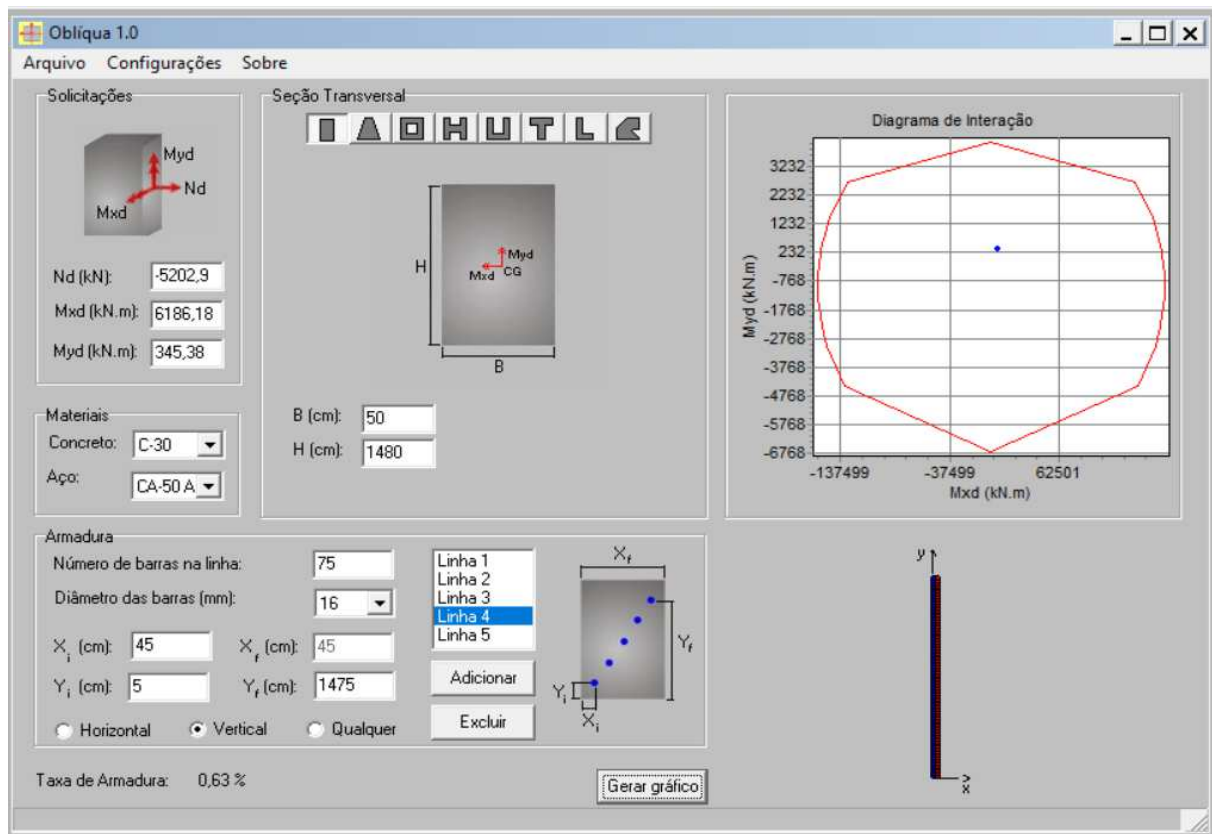
Os valores de dimensionamento são:

Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{\min}} = \left\ \begin{array}{l} 296,00 \text{ cm}^2 \\ 17,95 \text{ cm}^2 \end{array} \right\ $
$N_d = 5202,98 \text{ kNm}$ $M_{d\text{long}} = 449,44 \text{ kNm}$ $M_{d\text{transv}} = 3619,38 \text{ kNm}$	$N_d = 5202,98 \text{ kNm}$ $M_{d\text{long}} = 345,38 \text{ kNm}$ $M_{d\text{transv}} = 6186,18 \text{ kNm}$	

Hipótese 1



Hipótese 2



Para máxima reação na viga F

Cálculo das excentricidades

$$\begin{aligned} R_d &= 4652,87 \text{ kN} \\ M_{d_{\text{long}}} &= 345,38 \text{ kNm} & e_{0L} &= 0,074 \text{ m} \\ M_{d_{\text{transv}}} &= 5006,26 \text{ kNm} & e_{0T} &= 1,076 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidades adicionais

$$\begin{aligned} e_{a_{\text{long}}} &= 0,020 \text{ m} \\ e_{a_{\text{transv}}} &= 0,493 \text{ m} \end{aligned}$$

Excentricidades de 2ª ordem

$$\begin{aligned} h_{\text{ pilar}} &= 2,50 \text{ m} \\ A_p &= 0,50 \text{ m} & A_p &= 7,40 \text{ m}^2 \\ B_p &= 14,80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 30,0 \text{ MPa} \\ f_{cd} &= 21428,57 \text{ kN/m}^2 \\ f_{ck} &= 500,0 \text{ MPa} \\ f_{yk} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_{\text{long}} &= 0,1542 \text{ m}^4 & i_{\text{long}} &= 0,144 \\ J_{\text{transv}} &= 135,0747 \text{ m}^4 & i_{\text{transv}} &= 4,272 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_{e_{\text{long}}} &= 5,00 \text{ m} & \lambda_{\text{long}} &= 34,64 \\ i_{e_{\text{transv}}} &= 2,50 \text{ m} & \lambda_{\text{transv}} &= 0,59 \end{aligned}$$

$$e_2 = 1/r \text{ (} l_e^2/10 \text{)}$$

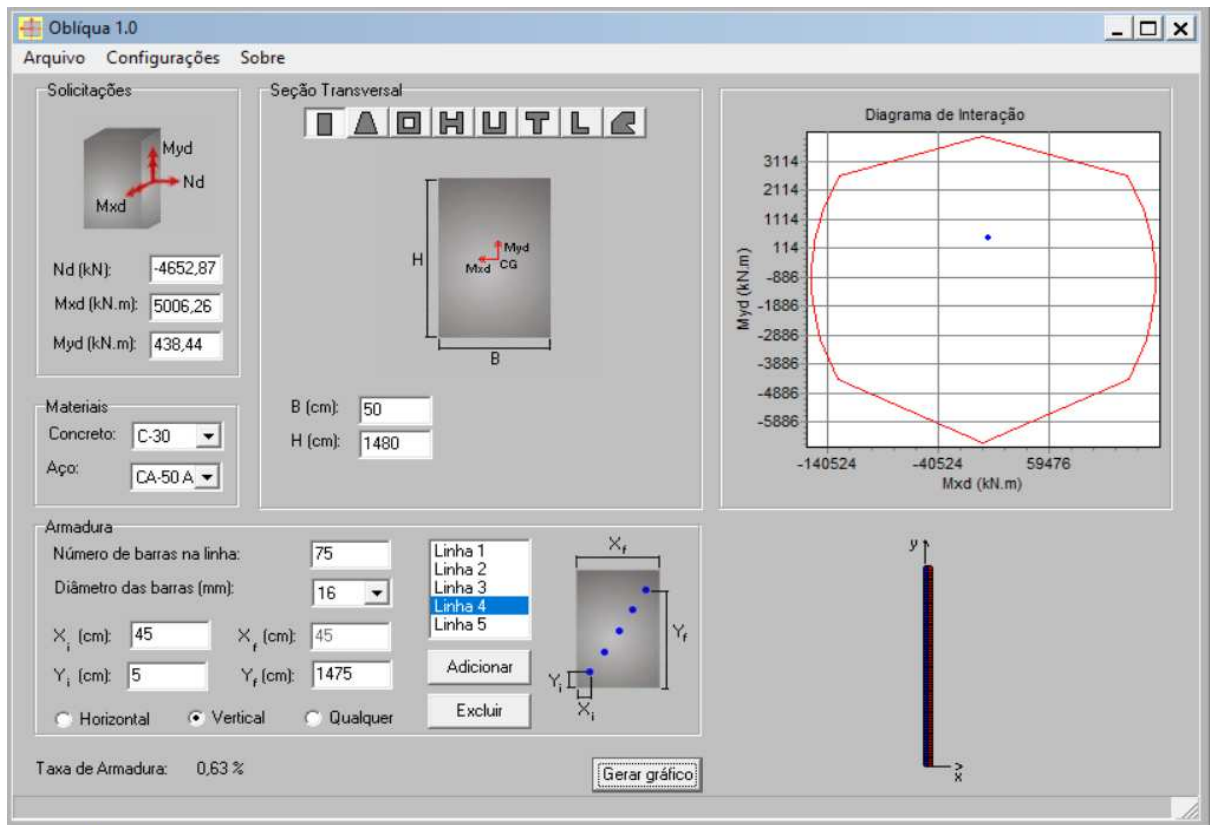
$$\nu = N_d / A_c f_{cd} = 0,50$$

$$\begin{aligned} 1/r_{\text{long}} &= 0,01000 & e_{2\text{long}} &= 0,000 \text{ m} \\ 1/r_{\text{transv}} &= 0,00034 & e_{2\text{transv}} &= 0,000 \text{ m} \end{aligned}$$

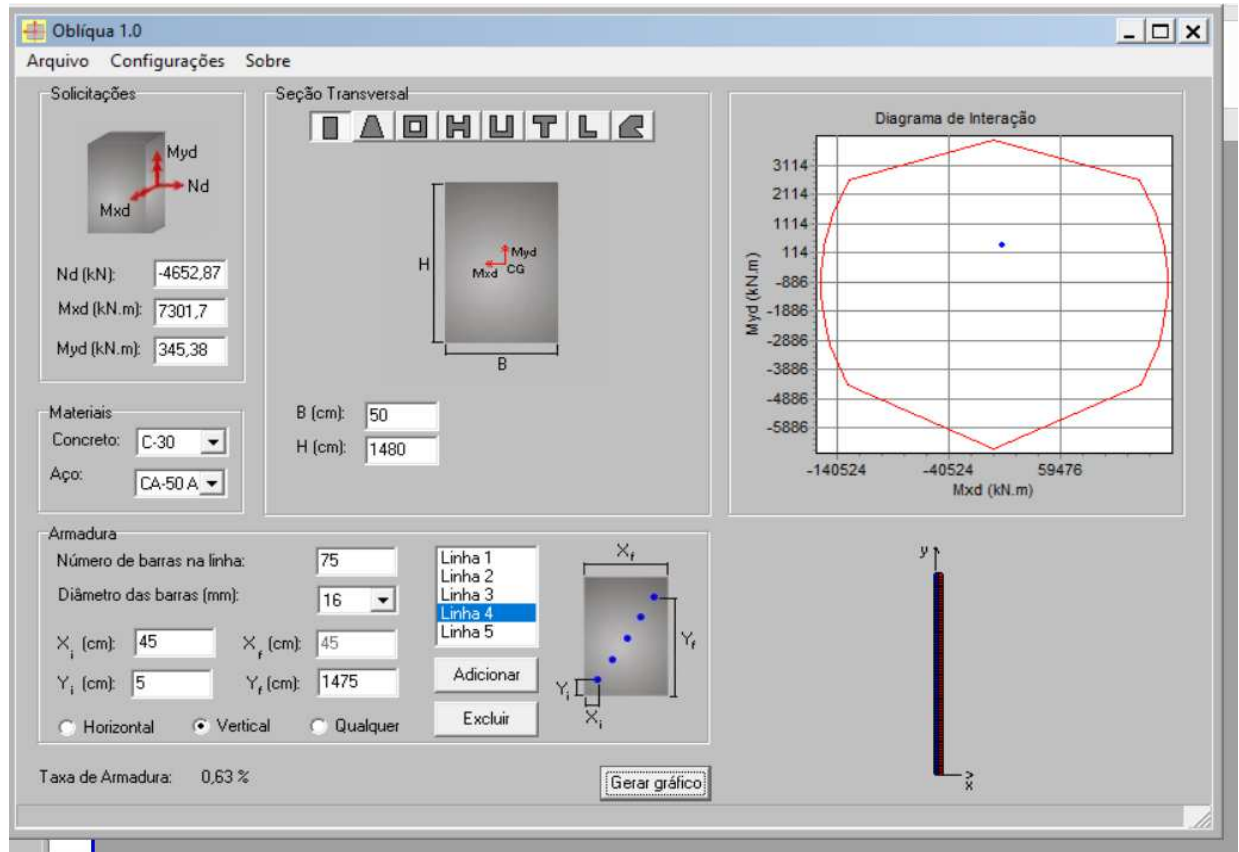
Os valores de dimensionamento são:

	Hipótese 1	Hipótese 2	$A_{s_{\min}} = \begin{cases} 296,00 \text{ cm}^2 \\ 16,05 \text{ cm}^2 \end{cases}$
$N_d =$	4652,87 kNm	4652,87 kNm	
$M_{d_{\text{long}}} =$	438,44 kNm	345,38 kNm	
$M_{d_{\text{transv}}} =$	5006,26 kNm	7301,67 kNm	

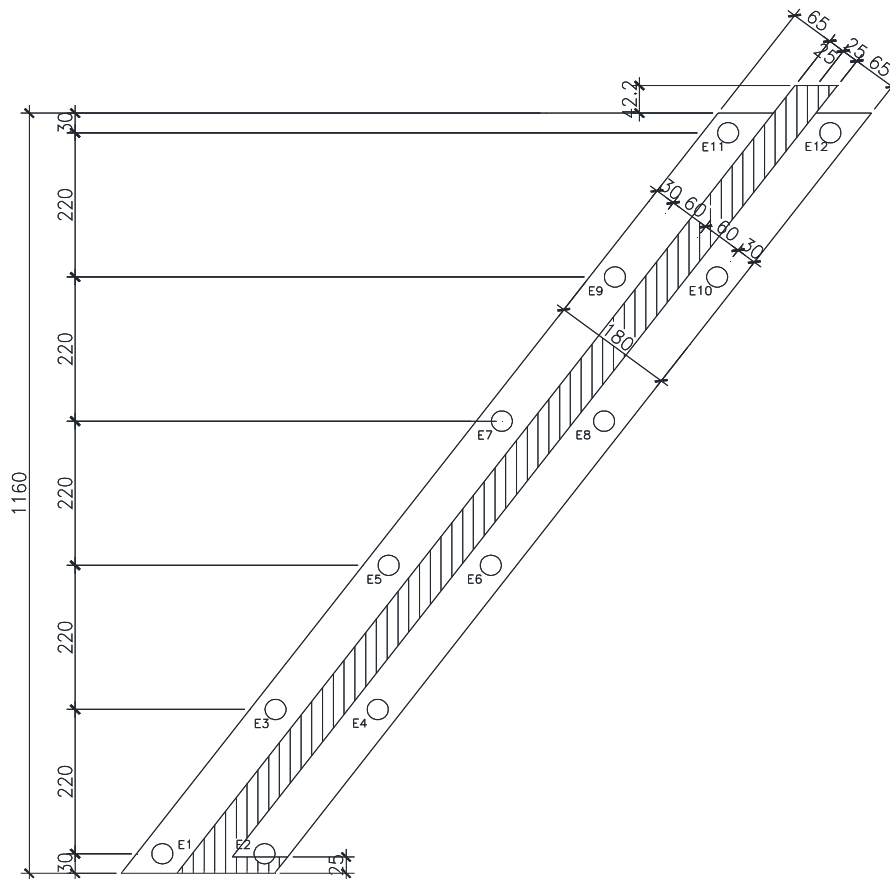
Hipótese 1



Hipótese 2



4.3.2 Dimensionamento do bloco de estacas



Reações nas estacas

Nº de estacas = 12

Coordenadas das estacas

	Xlong	Y transv	XCr ²	XCR/ΔXCr ²	YCr ²	YCR/ΔYCr ²
E 1	-0,75	5,50	0,56	-0,1958	30,25	0,0287
E 2	0,75	5,50	0,56	0,1958	30,25	0,0287
E 3	-0,75	3,30	0,56	-0,1958	10,89	0,0172
E 4	0,75	3,30	0,56	0,1958	10,89	0,0172
E 5	-0,75	1,10	0,56	-0,1958	1,21	0,0057
E 6	0,75	1,10	0,56	0,1958	1,21	0,0057
E 7	-0,75	-1,10	0,56	-0,1958	1,21	-0,0057
E 8	0,75	-1,10	0,56	0,1958	1,21	-0,0057
E 9	-0,75	-3,30	0,56	-0,1958	10,89	-0,0172
E 10	0,75	-3,30	0,56	0,1958	10,89	-0,0172
E 11	-0,75	-5,50	0,56	-0,1958	30,25	-0,0287
E 12	0,75	-5,50	0,56	0,1958	30,25	-0,0287
				0,0000		0,0000
			ΔXCr ² =	6,75	ΔYCr ² =	169,40

Hipótese 1 - Máxima reação na viga A

Rvertical = 4254,27 kN
 Mlong = 588,51 kNm
 Mtransv = 2638,71 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	354,52	75,73	-115,22	315,03
P2	354,52	75,73	115,22	545,47
P3	354,52	45,44	-115,22	284,74
P4	354,52	45,44	115,22	515,18
P5	354,52	15,15	-115,22	254,45
P6	354,52	15,15	115,22	484,89
P7	354,52	-15,15	-115,22	224,15
P8	354,52	-15,15	115,22	454,60
P9	354,52	-45,44	-115,22	193,86
P10	354,52	-45,44	115,22	424,31
P11	354,52	-75,73	-115,22	163,57
P12	354,52	-75,73	115,22	394,02

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 545,47 kN
 Rmin= 163,57 kN

Hipótese 2 - Máxima reação na viga C

Rvertical = 4680,17 kN
 Mlong = 588,51 kNm
 Mtransv = 1272,41 kNm

Pilotes	V	MT r	ML r	R _{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	390,01	36,52	-115,22	311,31
P2	390,01	36,52	115,22	541,75
P3	390,01	21,91	-115,22	296,70
P4	390,01	21,91	115,22	527,15
P5	390,01	7,30	-115,22	282,10
P6	390,01	7,30	115,22	512,54
P7	390,01	-7,30	-115,22	267,49
P8	390,01	-7,30	115,22	497,93
P9	390,01	-21,91	-115,22	252,88
P10	390,01	-21,91	115,22	483,33
P11	390,01	-36,52	-115,22	238,28
P12	390,01	-36,52	115,22	468,72

Reações máximas e mínimas em serviço

Rmax = 541,75 kN
 Rmin= 238,28 kN

Hipótese 3 - Máxima reação na viga F

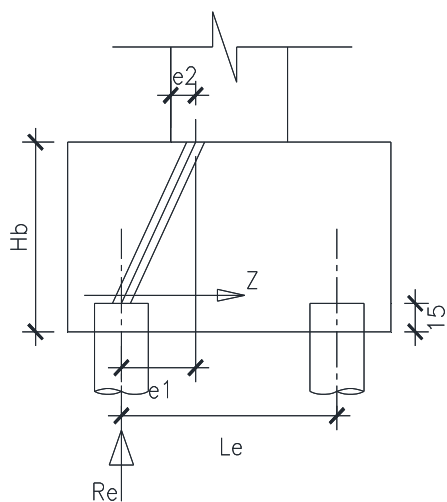
$R_{vertical} = 4313,44 \text{ kN}$
 $M_{long} = 588,51 \text{ kNm}$
 $M_{transv} = 3563,29 \text{ kNm}$

Pilotes	V	MT r	ML r	R_{pilote}
		Σr_T^2	Σr_L^2	
P1	359,45	102,26	-115,22	346,49
P2	359,45	102,26	115,22	576,94
P3	359,45	61,36	-115,22	305,59
P4	359,45	61,36	115,22	536,03
P5	359,45	20,45	-115,22	264,68
P6	359,45	20,45	115,22	495,13
P7	359,45	-20,45	-115,22	223,78
P8	359,45	-20,45	115,22	454,22
P9	359,45	-61,36	-115,22	182,87
P10	359,45	-61,36	115,22	413,32
P11	359,45	-102,26	-115,22	141,97
P12	359,45	-102,26	115,22	372,41

Reações máximas e mínimas em serviço

$R_{max} = 576,94 \text{ kN}$
 $R_{min} = 141,97 \text{ kN}$

4.3.3 Determinação das armaduras dos blocos de estacas



$R_{e \text{ max}} = 576,94 \text{ kN}$

$f_{ck} = 30,00 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 21428,6 \text{ kN/m}^2$
 $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$

$H_{bloco} = 0,80 \text{ m}$
 $H_{bloco \text{ transv}} = 3,30 \text{ m}$
 $L_{e \text{ long}} = 1,50 \text{ m}$
 $e_{1 \text{ long}} = 0,75 \text{ m}$
 $e_{1 \text{ transv}} = 0,65 \text{ m}$
 $e_2 = 0,155$

Armadura longitudinal

$Z = 490,40 \text{ kN}$ $A_s = 15,79 \text{ cm}^2$

$A_s/s = 13,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\Phi 16 \text{ cada } 15,2 \text{ cm}$

Armadura transversal

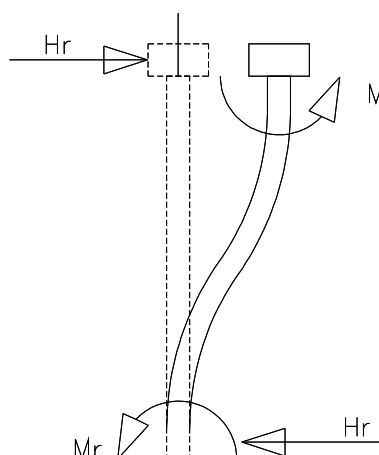
$R_{estaca} = 923,43 \text{ kN}$

$Z = 187,57 \text{ kN}$ $A_s = 6,04 \text{ cm}^2$

$$A_s/s = 3,36 \text{ cm}^2/\text{m} \quad 16 \Phi 16$$

4.3.4 Dimensionamento das estacas

Adotada estaca raiz com $\Phi = 31,00 \text{ cm}$



$$T = \text{Raiz}5(EJ/nh)$$

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

$$E = 3,00E+05 \text{ kgf/cm}^2$$

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

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

$$T = 122,14$$

$$Ls = 1,7T = 213,75 \text{ cm}$$

$$R_{\text{max}} = 576,94 \text{ kN/estaca}$$

$$R_{\text{min}} = 141,97 \text{ kN/estaca}$$

$$H_{\text{long}} = 7,01 \text{ kN}$$

$$H_{\text{transv}} = 8,62 \text{ kN}$$

$$H_r = 11,11 \text{ kN}$$

$$M_{\text{estaca}} = 12,62 \text{ kNm/estaca}$$

dimensionamento será feito utilizando os ábacos de Gimenes&Montoya

$$\Phi = 0,31 \text{ m}$$

$$A_c = 0,0754 \text{ m}^2$$

$$A_c.fcd = 1347,12 \text{ kN}$$

$$A_c.\Phi.fc = 417,61 \text{ kNm}$$

$$A_c.fcd / f_{yd} = 30,97 \text{ cm}^2$$

$$f_{ck} = 25,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 17857,14 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu = V / A_c.tc = 0,600$$

$$\mu = M / A_c.\Phi.fc = 0,042$$

$$\omega = 0,100$$

$$A_s = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$0,41\%$$

$$A_s(\text{min}) = 1,0\% A_c = 7,5 \text{ cm}^2$$

(De acordo com o apresentado no 3º Seminário de Fundações Especiais e Geotecnia – julho de 1996 – São Paulo)

$$Pr = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot A_L$$

Onde:

α parâmetro que depende do tipo de estaca e do tipo do solo;

β parâmetro que depende do tipo de estaca;

N_p valor médio do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 (um) diâmetro abaixo;

N_L valor médio do SPT ao longo do fuste da estaca;

A_p área da ponta da estaca;

A_L área da lateral da estaca;

Tipos de estacas:

(I) Estacas pré-moldadas de concreto e perfil metálico;

(II) Estacas tipo Franki;

(III) Estacas escavada a céu aberto;

(IV) Estacas-raiz

TABELA 1Valores do parâmetro α (kN/m²)

SOLO COM (4 <	I	II	III	IV
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com	440	380	310	290

TABELA 2Valores do parâmetro β (kN/m²)

ESTACA TIPO	β
I	4
II	5
III	4
IV	6

Observando a tabela 2 conclui-se que o parâmetro β independe do tipo de solo ao
Propõe-se a estimativa de capacidade de carga à compressão P_a utilizando-se os

TABELA 3

Carga admissível e Coeficiente de Segurança

ESTACA	P_a = Carga admissível
I	$P_a = P_R / 2$
II	$P_a = P_R / 2$
III	$P_a = [(P_P / 4) + (P_L / 1,5)]$
IV	$P_a = P_R / 2$

Adotaremos esatca Raiz $F =$ 31,0 cm

Carga na estaca = 576,94 kN

Diâmetro da estaca = 30,00 cm na ponta

Área de ponta = 0,0707 m²

Perímetro = 0,97 m

comprimento da estaca = 7,00 m

α adotado = 260,0 kN/m²

β adotado = 6,0 kN/m²

$N_P =$ 20,0 G/30cm

$N_L =$ 20,0 G/30cm

Carga de rotura da $Pr = \alpha \cdot NP \cdot AP + \beta \cdot NL \cdot A L$

PL = 817,7 kN 69,0%

PP = 367,4 kN 31,0%

PR = 1185,0 kN

Pa = 592,52 kN

Pexistente = 576,94 kN **OK**

Pelas sondagens rotativas realizadas nas cabeceiras do rio temos:

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

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

$$FS = 2$$

$$fck = 20,0 \text{ MPa}$$

$$\text{Diâmetro das estacas} = 30,0 \text{ cm}$$

$$\text{Área das estacas } AP = 0,071 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro das estacas } U = 0,942 \text{ m}$$

Resistência de Ponta

$$\sigma_L = R_n \leq \sigma_L \leq 0,4fck = 8,0 \text{ MPa}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L = fck/15 \text{ ou } \sigma_L = 0,035 \cdot \sigma_P$$

Para os parâmetros de rocha encontrado, temos

Resistência de Ponta

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

$$\sigma_c = 70,00 \text{ MPa}$$

Rochas Ígneas e metafóricas

$$\sigma_P = \begin{cases} 0,4fck = 8,00 \text{ MPa} \\ 8 \text{ Mpa} = 8,00 \text{ MPa} \\ P \cdot \sigma_C = 33,6 \text{ MPa} \end{cases} \quad AP \cdot \sigma_P = 565,2 \text{ kN}$$

Resistência por atrito

$$\sigma_L \leq \begin{cases} fck/15 = 1,33 \text{ MPa} \\ 1,33 \text{ MPa} = 1,33 \text{ MPa} \\ 0,035 \sigma_P = 0,28 \text{ MPa} \end{cases} \quad U \cdot \sigma_L = 659,4 \text{ kN}$$

$$QR = 1224,60 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

$$Le \text{ mínimo} = 4 \times D = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Adotado } Le = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Carga máxima nas estacas} = 576,94 \text{ kN}$$

OK

$$\text{Carga admissível} = 612,30 \text{ kN}$$

PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: PCE - PROJETO CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA			COTA:		INÍCIO: 20/07/2020		FOLHA: 01 / 01							
SM02		OBRA: INVESTIGAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA			COORDENADAS		TÉRMINO: 23/07/2020		REVISÃO: 01							
		LOCAL: CAMBOINHAS - NITERÓI - RJ.			N:		REF.: 01		RESP. TÊC.: ENR RODRIGO OLIVEIRA SILVA							
					INC: "		DATA: 30/07/2020									
					DIR: "											
ESCALA: 1:100	DIÂMETRO DO FUJO	REVESTIMENTO	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS INIBOIAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO { RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO		SPT Nº DE GOLPES	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA	
								30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS								
								10 20 30 40								
								ROCHAS { % DE RECUPERAÇÃO								
								20 40 60 80								
										INICIAIS	FINAIS					

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

$$\tau_N = 1378,60 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Vento	Força centrífuga
H=	4,08	6,12	0,00	3,50	0,00 (kN)
$\Sigma HI =$	10,20 kN				
$\Sigma HT =$	3,50 kN				



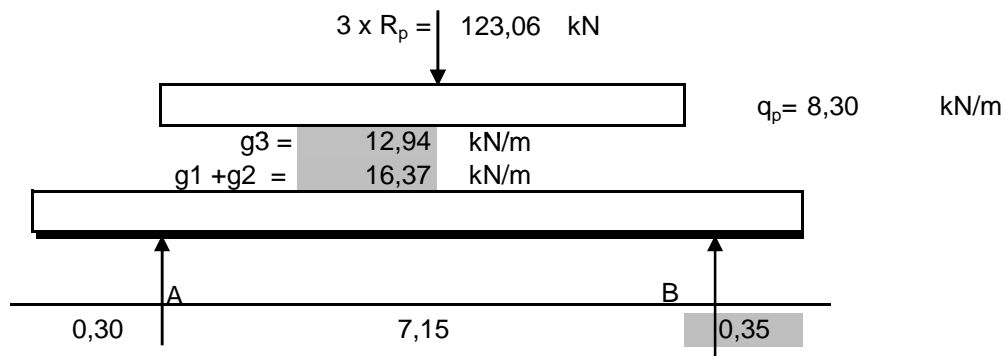
$$H_r = 10,79 \text{ kN}$$

$$\tau_H = 179,76 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

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

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

Podemos avaliar a rotação α dos apoios na viga A (mais desfavorável) em:



$$J_v = 0,0187 \text{ m}^4$$

$$J(v+laje) = 0,0601 \text{ m}^4$$

$$E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

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

$$M_A(g_1+g_2) = -0,74 \text{ kNm}$$

$$M_A g_3 = -0,58 \text{ kNm}$$

rotação	$g_1 + g_2$	g_3	R_p	q_p	$\alpha(g+p)_{\text{total}}$
α	0,0004	0,0001	0,0002	0,0001	0,0007

Devido a protensão temos:

$$6 \text{ cor } \varnothing=12,7 \text{ na tensão de } 80\% \sigma_{p_0} = 0,8X \quad 155,00 \text{ kN/cm}^2 = 124,00 \text{ kN/cm}^2 =$$

$$N_{p100} = 754,42 \text{ kN}$$

$$y_{cg} = 0,420 \text{ m}$$

$$cg_{\text{cabos}} = 0,050 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -279,13 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{\text{prot}} = -0,0005 \text{ rad}$$

$$\Sigma \alpha_{\text{prot}} = -0,0005 \text{ rad}$$

$$\text{A rotação em conjunto com a protensão} = 0,0002 \text{ rad}$$

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_{\alpha} = 15,31 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} = 1573,67 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$$\Sigma H_I = 4,08 \text{ kN}$$

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

$$\Sigma H = 4,08 \text{ kN}$$

$$k_n = 2000,00 \text{ kN/m} \quad \delta n = 0,002 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,07 < 0,7 \quad \text{OK}$$

Para cargas permanentes e de curta duração

$$\Sigma H_I = 10,20 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 3,50 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 10,79 \text{ kN} \quad \delta n = 0,005 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,18 < 1,2 \quad \text{OK}$$

5.2 Pilar P2

$R_{\max} = 757,21 \text{ kN}$	$n^{\circ} \text{ de camadas} = 3$	$G_{\text{neoprene}} = 1000,00$
$R_{\min} = 342,12 \text{ kN}$	$k_{\text{neoprene}} = 3000,0 \text{ kN/m}$	
$H_{\text{temperatura}} = 2,37 \text{ kN/neop}$	$\delta T = 0,0008 \text{ m}$	
$H_{\text{frenagem}} = 8,97 \text{ kN/neop}$	$\delta F = 0,0030 \text{ m}$	
$H_{\text{empuxo}} = 0,00 \text{ kN/neop}$	$\delta E = 0,0000 \text{ m}$	
$H_{\text{vento}} = 5,83$	$\delta V = 0,0019 \text{ m}$	
$a_o = 0,30 \text{ m}$	$h_{\text{int}} = 0,010 \text{ m}$	$E_{\text{neoprene}} = 3000,00$
$b_o = 0,30 \text{ m}$	$n^{\circ} \text{ neoprenes} = 6$	

A verificação será feita segundo Topaloff

A tensão normal máxima vale:

$$\sigma_{\max} = 8413,44 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 15000,00 \text{ kN/m}^2$$

A tensão normal mínima vale:

$$\sigma_{\min} = 3801,33 \text{ kN/m}^2$$

OK

$$\sigma_{\text{adm}} = 2000,00 \text{ kN/m}^2$$

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

$$\tau_N = k_2 \cdot (\varepsilon/a_o) \cdot \sigma b = 4,00 \text{ (aparelhos retangulares)}$$

$$\tau_N = 1121,79 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_H = H/Ac_0 =$$

	Temp.	Frenagem	Empuxo	Vento	Força centrífuga
H=	2,37	8,97	0,00	5,83	0,00 (kN)
$\Sigma HI =$	11,34 kN				
$\Sigma HT =$	5,83 kN				



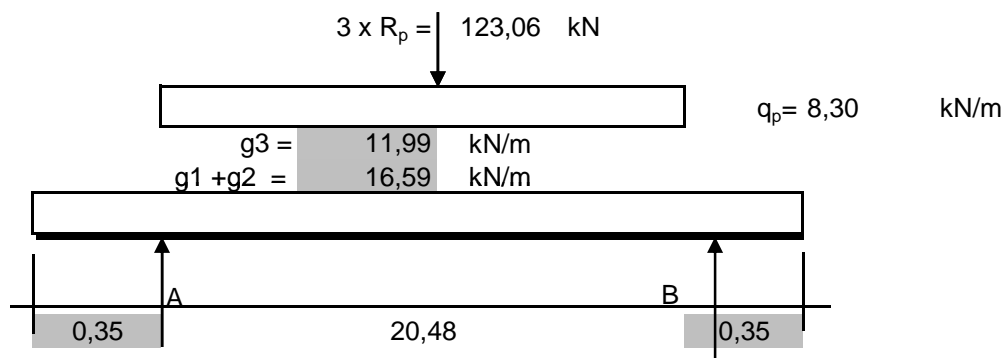
$$H_r = 12,75 \text{ kN}$$

$$\tau_H = 141,68 \text{ kN/m}^2 \leq 3 \times G \quad \text{OK}$$

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

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

Avaliação das rotações dos apoios da viga



$$J_v = 0,2943 \text{ m}^4 \quad E = 3,5E+07 \text{ kN/m}^2$$

$$J(v+laje) = 0,0674 \text{ m}^4$$

Momentos em A devidos a (g1 + g2) e g3

$$M_A(g1+g2) = -1,02 \text{ kNm}$$

$$M_A g3 = -0,73 \text{ kNm}$$

rotação	g1 + g2	g3	Rp	q _p	$\alpha(g+p)_{total}$
α	0,0006	0,0018	0,0014	0,0012	0,0050

Devido a protensão temos:

12	cor Ø=12,7 na tensão de 80% $\sigma_{p_0} = 0,8X$	157,5	kN/cm ² =	126,00 kN/cm ²
14	cor Ø=15,2 na tensão de 80% $\sigma_{p_0} = 0,8X$	157,50	kN/cm ² =	126,00 kN/cm ²

$$N_{p100} = 3321,86 \text{ kN} \quad y_{cg} = 0,400 \text{ m}$$

$$M_{p100} = -996,56 \text{ kNm} \quad c_{g \text{ cabos}} = 0,100 \text{ m}$$

$$\alpha_{prot} = -0,0043 \text{ rad}$$

$$\Sigma \alpha_{prot} = -0,0043 \text{ rad}$$

$$\text{A rotação em conjunto com a protensão} = 0,0007 \text{ rad}$$

A tensão tangencial levando em consideração a protensão vale:

$$\tau_{\alpha} = 98,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_N + \tau_H + \tau_{\alpha} = 1361,87 \text{ kN/m}^2 \leq 5G \quad \text{OK}$$

A distorção do aparelho de apoio vale

Para cargas permanentes

$$\Sigma H_I = 2,37 \text{ kN}$$

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

$$\Sigma H = 2,37 \text{ kN}$$

$$k_n = 3000,00 \text{ kN/m} \quad \delta n = 0,001 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,03 < 0,7 \quad \text{OK}$$

Para cargas permanentes e de curta duração

$$\Sigma H_I = 11,34 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_t = 5,83 \text{ kN}$$

$$\Sigma H = 12,75 \text{ kN} \quad \delta n = 0,004 \text{ m}$$

$$\psi n = 0,14 < 1,2 \quad \text{OK}$$

FIM