




	MEMÓRIA DE CÁLCULO		Nº PCE: PJ1131-E-E00-VO-MC-002						
			Nº CLIENTE: EST_MEMO_02_CB						
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ		FOLHA: 1 de 6						
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA								
RESPONSÁVEL PELA APROVAÇÃO: ENG. CAMILO DE LELLIS MACHADO MASSA – CREA 1982105511									
ÍNDICE DE REVISÕES									
REV.	DESCRIÇÃO E/OU FOLHAS ATINGIDAS								
0	Emissão Inicial.								
	REV. 0	REV. 1	REV. 2	REV. 3	REV. 4	REV. 5	REV. 6	REV. 7	VER. 8
DATA	07/08/2020								
PROJETO	PM								
EXECUÇÃO	PM								
VERIFICAÇÃO	CMM								
APROVAÇÃO	CMM								

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_03_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 2 de 6	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA				

ÍNDICE

1.	OBJETIVO.....	3
2.	NORMAS APLICAVEIS.....	3
3.	DOCUMENTOS GERADOS NO PROJETO.....	3
4.	LOCALIZAÇÃO DA OBRA	3
5.	CARACTERÍSTICAS DA OBRA	3
5.1.1	SEÇÃO TRANSVERSAL	3
5.1.2	SEÇÃO LONGITUDINAL	4
	ANEXO I – MC-INFRA-CICLOVIA	5
	ANEXO II – MC-SUPER-CICLOVIA.....	6

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_03_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ			FOLHA 3 de 6	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA				

1. OBJETIVO

O presente documento é parte integrante do Projeto Executivo para a Reurbanização e Intervenção Viária do Acesso ao Bairro Camboinhas, município de Niterói e tem como objetivo principal apresentar a memória de cálculo de dimensionamento da Ponte da Ciclovia.

2. NORMAS APLICAVEIS

Para a elaboração do projeto foram utilizadas as seguintes normas:

- NBR-6118 - Projetos e execução de concreto;
- NBR-7187 - Projeto de pontes de concreto armado e protendido;
- NBR-7188 - Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre;
- NBR- 9062 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado.

3. DOCUMENTOS GERADOS NO PROJETO

EST_CICLOVIA_01-07_CB
EST_CICLOVIA_02-07_CB
EST_CICLOVIA_03-07_CB
EST_CICLOVIA_04-07_CB
EST_CICLOVIA_05-07_CB
EST_CICLOVIA_06-07_CB
EST_CICLOVIA_07-07_CB



4. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Ambas Obras de Arte Especiais estarão localizadas sobre o Canal do Camboatá conforme pode ser verificado na imagem abaixo.

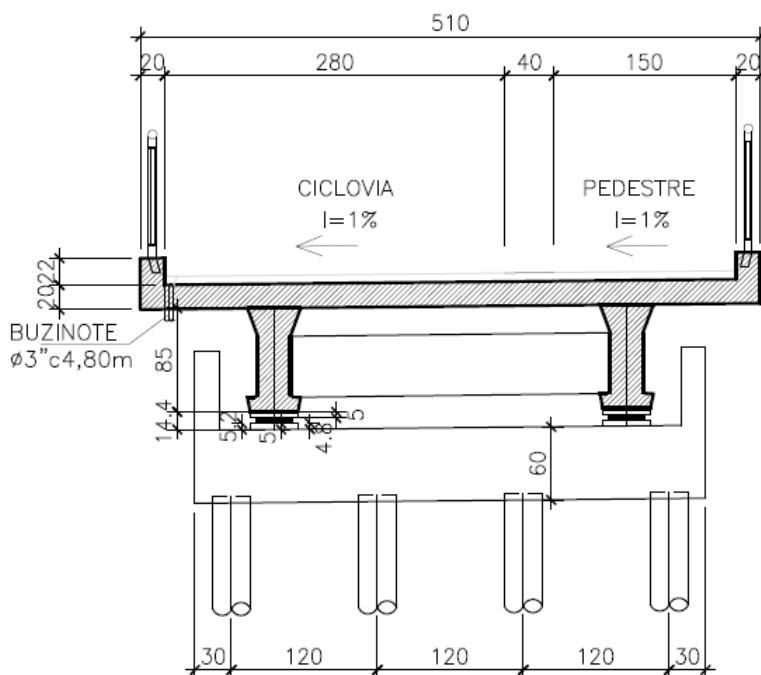
5. CARACTERÍSTICAS DA OBRA

Abaixo são apresentados o esquema estrutural da obra.

5.1.1 SEÇÃO TRANSVERSAL

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº EST_MEMO_03_CB	REV. 0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITERÓI/RJ		FOLHA 4 de 6
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA		

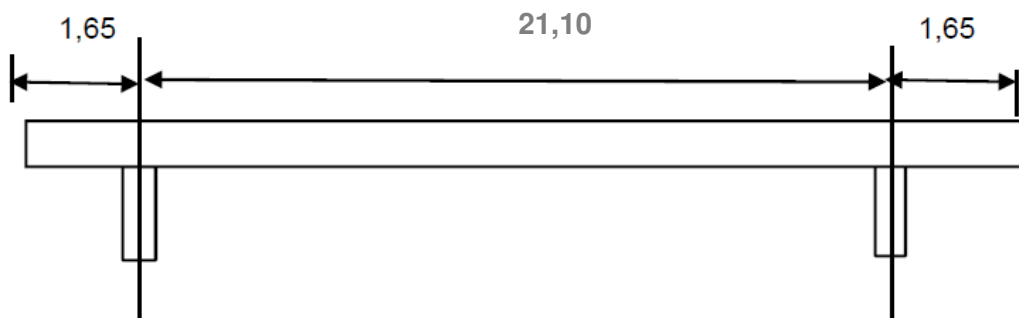
A estrutura em seção transversal é constituída por 2 vigas protendidas com 0,85 m de altura espaçadas de 2,90m, com dois balanços com 1,10 m totalizando 5,10 m de largura.





5.1.2 SEÇÃO LONGITUDINAL

No sentido longitudinal o viaduto é constituído por 1 vão de 21,10 m e balanços com 1,65 m totalizando 24,40 m de extensão.

As vigas se apoiam através de apoios em neoprene, sobre um bloco de estacas, do tipo raiz com abas laterais formando um encontro.



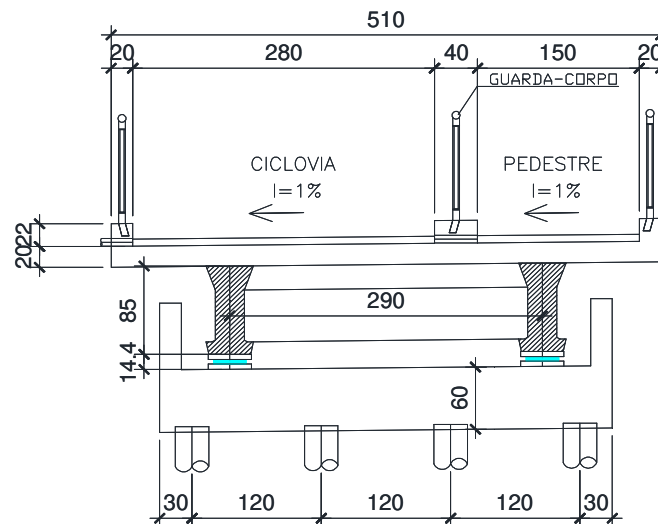
	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_03_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 5 de 6	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA				
	ANEXO I – MC-INFRA-CICLOVIA				

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

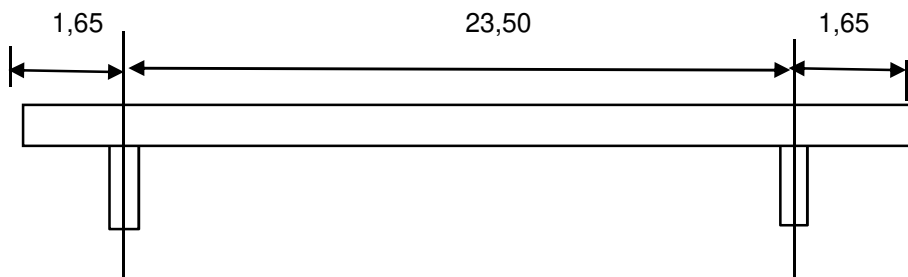
MUNICÍPIO DE NITERÓI

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 KN daí para 2 vigas: 178,96 KN

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

Rg2 V1= 213,65 KN/viga

Rg2 V2= 213,65 KN/viga

daí para 2 vigas: 427,30 KN

2.2 Cargas móveis

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

Vão L = 21,10 m
 Bal1 = 1,65 m
 Bal2 = 1,65 m
 Ltrans= 3,00 m
 Vão total= 22,75 m

l vão = 21,10 m

Para máxima reação na Viga VA

Rp V1max= 170,57 KN/viga

Rp V2cor= 89,74 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

$$R_{gV1} = 303,13 \text{ kN}$$

$$R_{gV2} = 303,13 \text{ kN}$$

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

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

$$R_{pV1} = 170,57 \text{ kN}$$

$$R_{pV2} = 89,74 \text{ kN}$$

Para o Neoprene adotaremos:

$$a_0 = 0,16 \text{ m} \implies 0,2 \text{ m}$$

$$Ac_0 = 0,047 \text{ m}^2$$

$$b_0 = 0,30 \text{ m} \implies 0,3 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,01 \text{ m}$$

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

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

Para as estacas adotaremos

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

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

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

$$E_c = 2,10 \times 10^5 \text{ Kgf/cm}^2$$

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

$$j = 4,53 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

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

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

$$E_s = 2,1 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

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

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

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

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

Cálculo das rizezas transversais

Rigidez do neoprene

$$K_{TE1} = 4000,00 \text{ kN/m}$$

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

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

4. Esforços a considerar

4.1 Vento na superestrutura

4.1.1 Ponte Carregada

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

$$F_v = 76,86 \text{ kN}$$

$$\text{ou } F_v = 38,43 \text{ kN/pilar}$$

$$M_t = 56,68 \text{ kNm/pilar}$$

4.1.2 Ponte descarregada

Área de obstrução= 45,14 m² 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/m²
L cortina = 5,10 m p1 = 1,67 kN/m²

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

E0+E1 = 32,23 kN

Por linha de pilares temos F_E P1 =P2 16,11 kN

Resumo dos esforços por linha de pilar

Rg= 606,26 KN

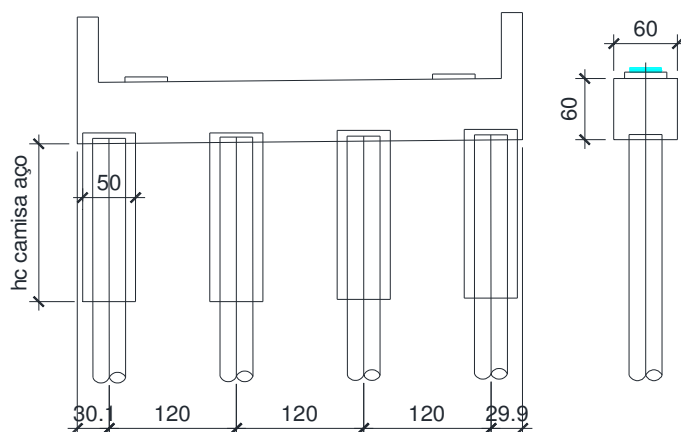
RmaxA= 260,30 KN Mcor= 234,41 kNm

F_Lt= 7,20 KN/pilar
F_Tv= 38,43 KN/pilar
Mv= 56,68 kNm/pilar
F_E = 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/m²
fyk = 500,00 MPa
fyd = 43,48 kN/cm²

Reações nas estacas

Rg = 303,13 kN

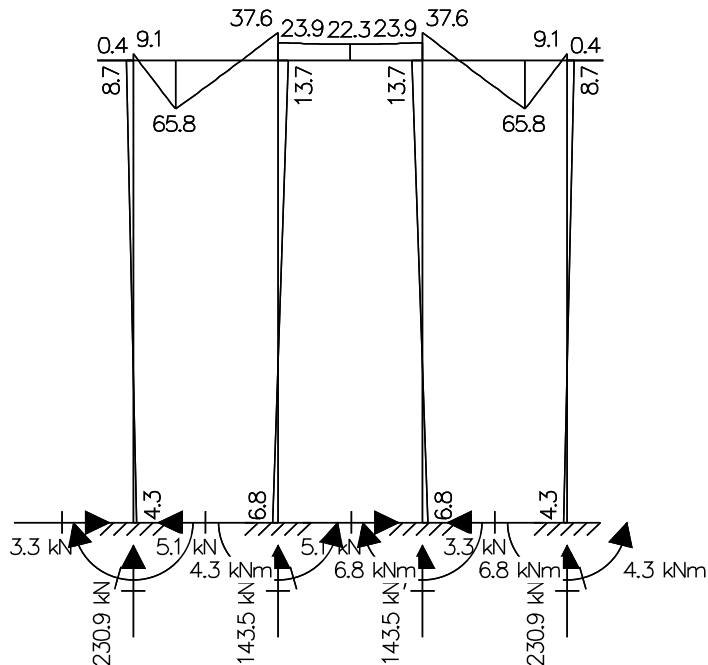
peso próprio da travessa = 9,00 kN/m

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

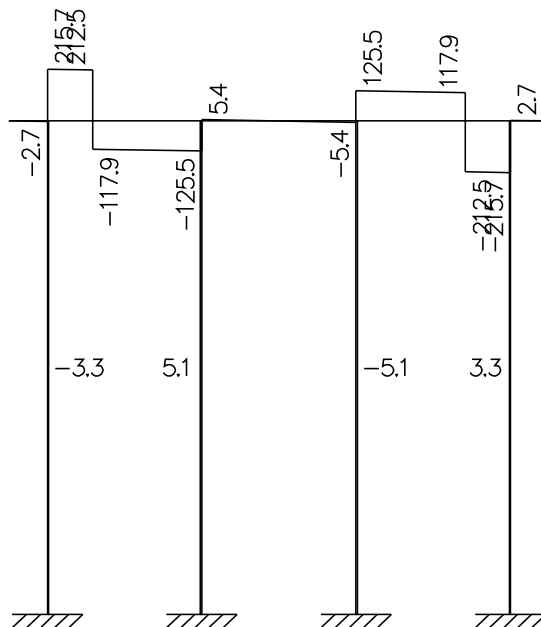
Rvento = 38,43 kN
 Mvento = 56,68 kNm

Esforços da carga permanente

Momentos fletores



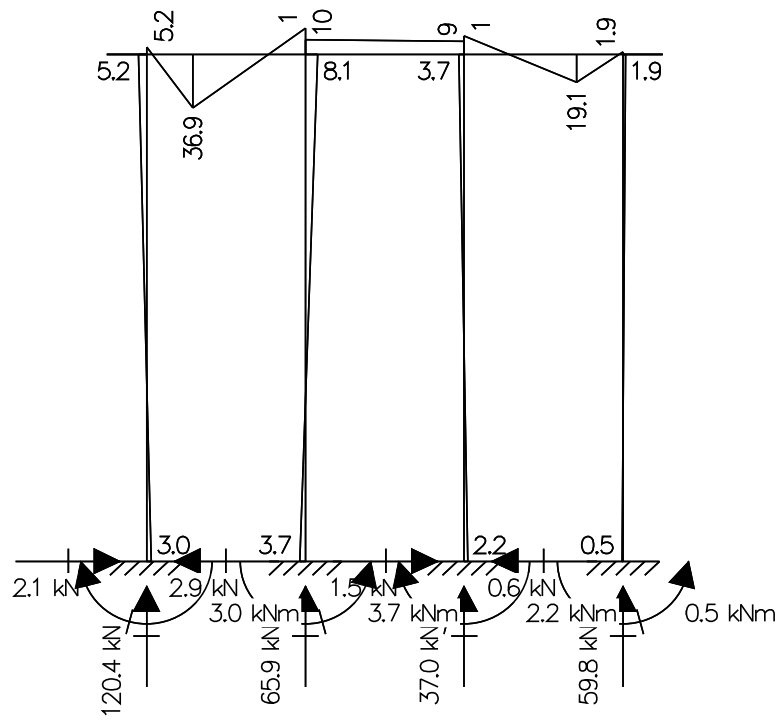
esforços cortantes



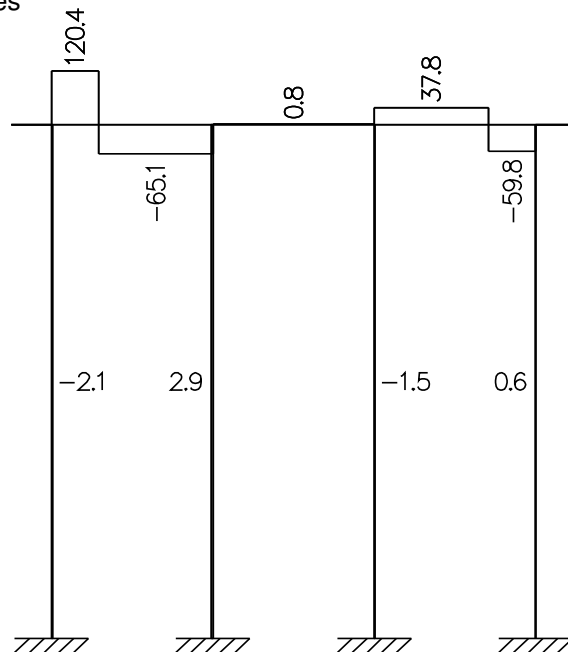
Cargas moveis

Momentos fletores



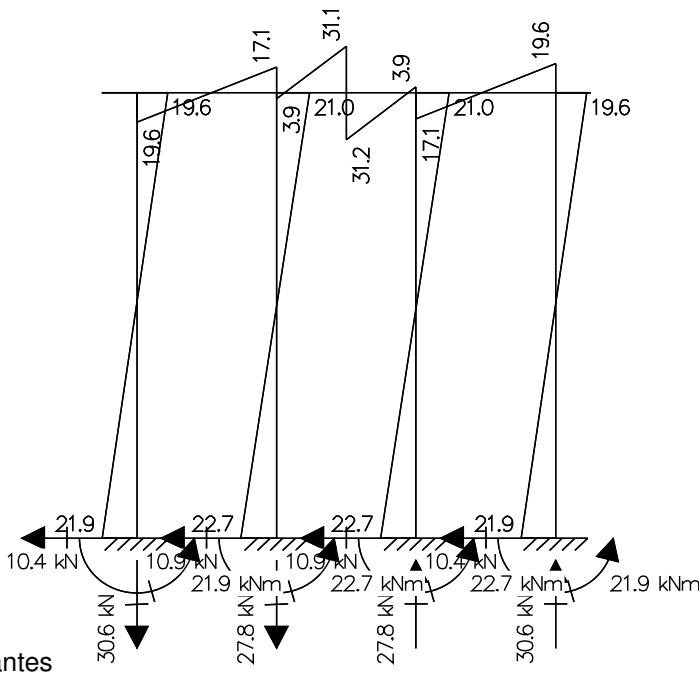


Esforços cortantes

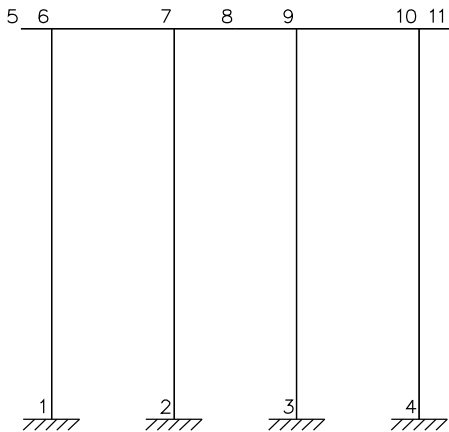
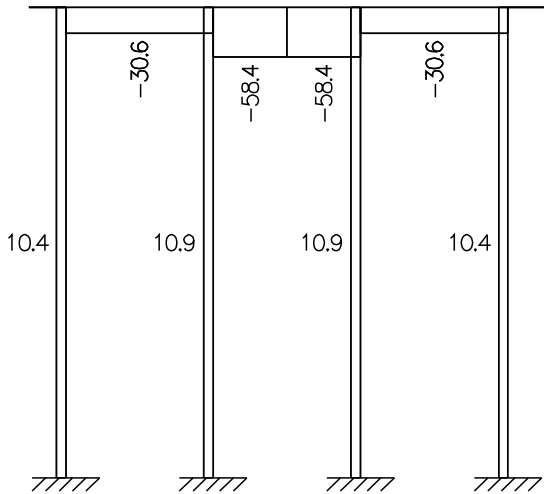


Esforços de vento

Momentos fletores



Esforços cortantes



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

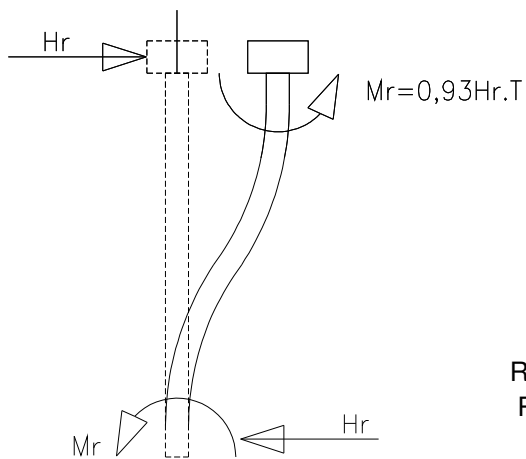
Essforços horizontais

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:

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

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

$$\begin{aligned}
 V_g &= 215,7 \text{ kN} & V_{sd} &= 517,70 \text{ kN} \\
 V_p &= 120,4 \text{ kN} & & \\
 V_{vento} &= 30,6 \text{ kN} & &
 \end{aligned}$$

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

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

$$\beta_p = 0,48$$

Rocha pouco alterada a sã.

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

Rochas Ígneas e metafóricas

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

Resistência por atrito

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

$$QR = 1012,34 \text{ kN}$$

Para o comprimento enterrado em rocha, temos:

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

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

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

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				



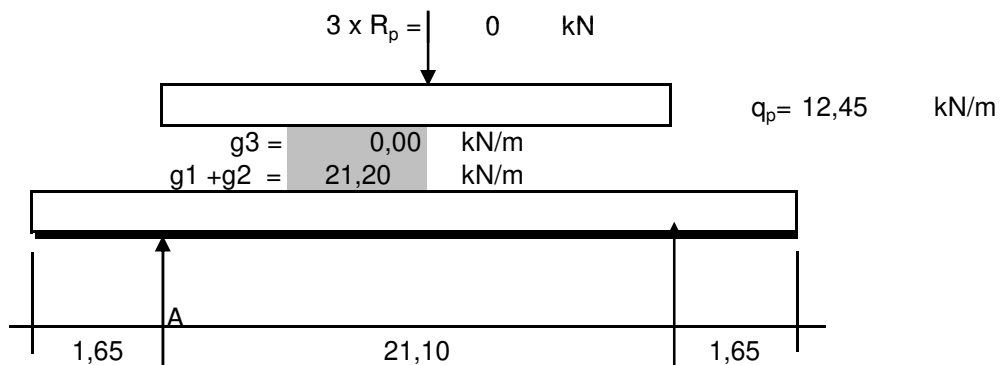
$$H_r = 22,48 \text{ kN}$$

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

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

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

Podemos avaliar a rotação α 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	$\alpha (g+p)_{total}$
α	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

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

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

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

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

	MEMÓRIA DE CÁLCULO	Nº	EST_MEMO_03_CB	REV.	0
	PROJETO EXECUTIVO PARA A REURBANIZAÇÃO E INTERVENÇÃO VIÁRIA DO ACESSO AO BAIRRO CAMBOINHAS, MUNICÍPIO DE NITEROI/RJ			FOLHA 6 de 6	
	TÍTULO: PROJETO ESTRUTURAL MEMÓRIA DE CÁLCULO DA PONTE DA CICLOVIA				
	 <				

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 SUPERESTRUTURA DA CICLOVIA

A estrutura em seção transversal é constituída por 2 vigas protendidas com 0,85m de altura espaçadas de 2,90m, com dois balanços com 1,10m totalizando 5,10m de largura .

No sentido longitudinal o viaduto é constituído por 1 vão de 21,10m e balanços com 1,65m totalizando 24,40m de extensão.

As vigas se apoiam através de apoios em neoprene, sobre um bloco de estacas, do tipo raiz, com abas laterais formando um encontro.

1.1- Características dos materiais

Concreto da laje superior	fck=	35 MPa	fctk=	2,8 MPa
Concreto da viga PREMAG	fck=	40 MPa	fctk=	3,1 MPa
Concreto da mesoestrutura	fck=	30 MPa		
Aço CA50A	fyk=	500 MPa		
Aço CP190RB12.7	fyk=	2100 MPa		

Ec laje= 3,31E+07 kN/m²

Ec viga= 3,54E+07 kN/m²

Es CA50= 2,1E+08 kN/m²

Es CP190= 1,95E+08 kN/m²

CPV-ARI

$\alpha_5 = 6,31$

$\alpha_{15} = 5,71$ $\alpha_{adotado} = 5,84$

$\alpha_{28} = 5,51$

$\alpha_{med} = 5,84$

fct,m = 0,3 fck ^{2/3} =	3,509 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	4211,10	kN/m ²
fctk,inf = 0,7x fct,m =	2,456 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	2947,77	kN/m ²
fctk,sup = 1,3x fct,m =	3,193 MPa	$\sigma_{tração} = 1,2 fctm =$	3832,10	kN/m ²

A relação β_1 entre as resistências do concreto aos j dias e aos 28 dias (fck) é dada pela fórmula:

$$\beta_1 = \exp\{s [1 - (28/t)^{1/2}]\} =$$

Para o concreto com cimento CPV-ARI , s = 0,20 daí para t =	5	0,761	30,43 MPa
	15	0,929	37,17 MPa
	28	1,000	40,00 MPa

Para as idades especificadas temos:

	Dias	Ecj =	fctj,m =	$\sigma_{tração} =$
CPV-ARI	5	3,09E+07 kN/m ²	2924,73 kN/m ²	3509,68 kN/m ²
	15	3,41E+07 kN/m ²	3341,99 kN/m ²	4010,39 kN/m ²
	28	3,54E+07 kN/m ²	3509,25 kN/m ²	4211,10 kN/m ²

Levaremos em consideração as seguintes resistências de compressão do concreto:

PAULO MACHADO MASSA
PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

Resistencia na desforma em 24/30 horas, f_{ck} =	28,00	MPa
Resistência no transporte em 72 horas. F_{ck} =	35,00	MPa
Resistência por nocasião da 2ª protensão, f_{ck} =	35,00	MPa
Resistência no manuseio e lançamento , f_{ck} =	40,00	MPa

2 - Normas Técnicas

Foram usadas neste memorial as seguintes normas técnicas:

NBR-6118 Projetos e execução de concreto

NBR-7187 Projeto de pontes de concreto armado e protendido

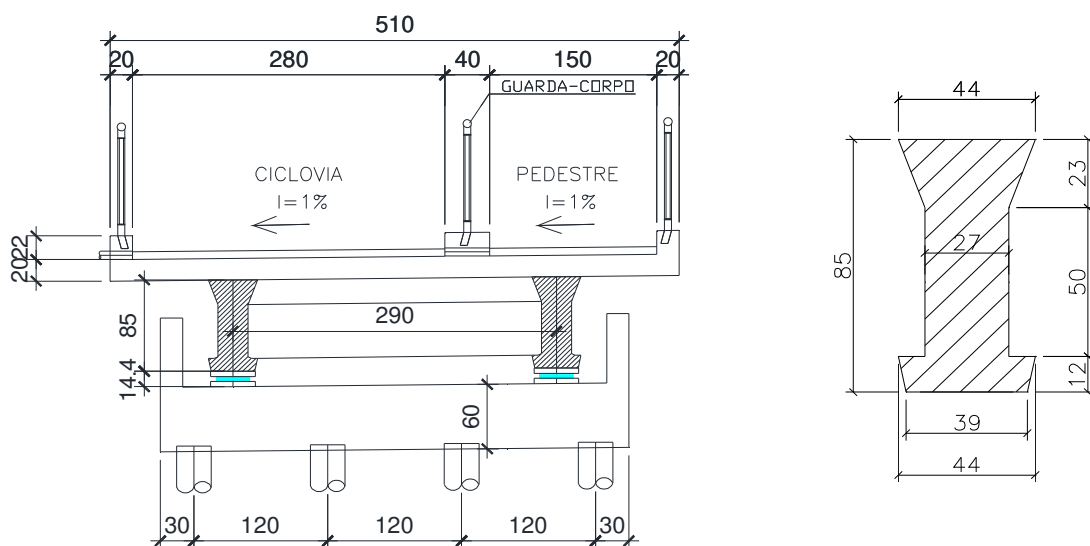
NBR-7188 Carga móvel em pontes rodoviária e passarela de pedestre.

3 - Geometria

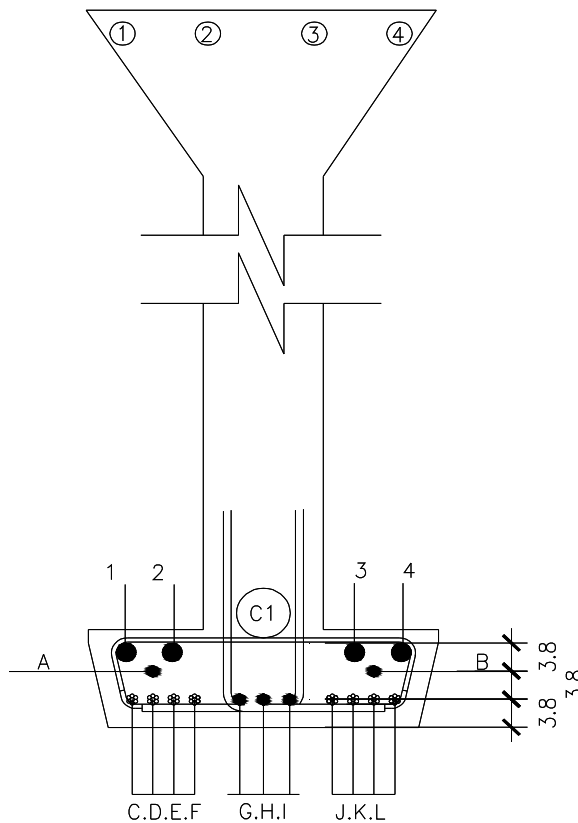
3.1 - Seção longitudinal

Comprimento total da viga = 20,2 m

Seção transversal



4 - Configuração da seção plena



Talão superior			
Posição		Ø(mm)	As(cm²)
1-4	4	16	8,0
2-3	0	20	0,0
Talão inferior			
Posição		Ø(mm)	
1-4	2	32	16,084
2-3	0	25	0,000
C1	12	12,7	11,844
A-B	2	12,7	2,028
C-M	2	12,7	2,028
D-L	2	12,7	2,028
E-K	2	12,7	2,028
F-J	2	12,7	2,028
G-I	0	12,7	0,000
H	0	12,7	0,000
Numero de cordoalhas =			12
Numero de cordoalhas na pista =			10

4.1 - Plano de protensão.

- A primeira fase de protensão, será aplicada na fábrica aos 3 dias de idade, através de 10 cordoalhas pré tensionadas Ø = 12,7 mm, na tensão inicial de protensão de 155 kN/cm². A seção transversal será homogenizada considerando a presença de 4 barras de aço CA50 com Ø= 16 mm no talão superior da viga e no talão inferior com 2 barras de aço CA50 com Ø= 32 mm.
- A 2ª protensão através de 12 cordoalhas Ø= 12,7 mm na tensão 155,0 kN/cm².

5 - Características geométricas

5.1 - Viga isolada

	Lsi	Lii	hi	yi	S	S x yi	s x yi**2	Jo
1	0,44	0,27	0,230	0,744	0,082	0,0259	0,0082	0,0004
2	0,27	0,27	0,100	0,570	0,027	0,0039	0,0006	0,0000
3	0,27	0,27	0,100	0,470	0,027	0,0012	0,0001	0,0000
4	0,27	0,27	0,300	0,270	0,081	-0,0127	0,0020	0,0006
5	0,44	0,39	0,120	0,061	0,050	-0,0182	0,0067	0,0001
			0,850		0,2665	0,0000	0,0175	0,0011

Área= 0,2665 m² y i CG= 0,4269 m W i= 0,0434 m³
 Inercia= 0,0185 m⁴ ys CG= 0,4231 m Ws= 0,0438 m³

5.2- Características da viga homogenizada

A seção será homogenizada em função da presença de barras de aço CA50, conforme quantidades e posicionamento e cordoalhas do talão inferior.

Assim:

Talão superior

Pos	As(cm²)	Asα (m²)	y	Asα.y
1-4	8,04	0,0047	0,825	0,0039
2-3	0,00	0,0000		
Σ	8,04	0,0047		

$$\Sigma As\alpha.y = 0,0060 \text{ m}^2$$

$$\Sigma As\alpha. = 0,0269 \text{ m}^2$$

Talão inferior

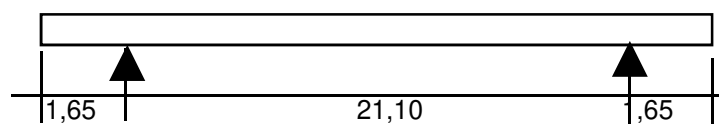
Pos	As(cm²)	Asα (m²)	y	Asα.y
1-4	16,08	0,0094	0,100	0,00094
2-3	0,00	0,0000	0,100	0,00000
A-B	2,03	0,0012	0,075	0,00009
C-M	2,03	0,0012	0,042	0,00005
D-L	2,03	0,0012	0,042	0,00005
E-K	2,03	0,0012	0,042	0,00005
F-J	2,03	0,0012	0,042	0,00005
G-I	0,00	0,0000	0,042	0,00000
H	0,00	0,0000	0,042	0,00000
C1	11,84	0,0069	0,135	0,00093
Σ	38,07	0,0222		0,0022

$$y = 0,2241 \text{ m}$$

	A	yi	A x yi	y' i	A x y' i	(A x y' i)²	Jo
Ac	0,2665	0,4269	0,1138	-0,019	-0,0050	0,00009	0,0185
As	0,0269	0,2241	0,0060	0,184	0,0050	0,00091	0,0000
Σ	0,2934		0,1198		0,00000	0,0010	0,0185

Área= 0,2934 m² y i CG= 0,4083 m W i= 0,04787 m³
 Inercia= 0,0195 m⁴ ys CG= 0,4417 m Ws= 0,04426 m³

5.3 - Características da viga em conjunto com a laje



Comprimento=	24,40 m	Dist. entre vigas=	2,90 m	Larg. Tot.=	5,10 m
l bal1 =	1,65 m		0,00 m		
l bal2 =	1,65 m	Bal 1 =	1,100 m	Bal 2=	1,100 m
L teorico=	21,10 m	h laje=	0,200 m	Larg. Pis=	4,70 m
		h pav.=	0,050 m	Larg. Pas=	0,00 m
		s.pav=	0,00 m		
		h pav.total=	0,05 m		
		L transição =	3,00 m		

Largura efetiva da laje



VIGA A				VIGA B			
b1 <=	1,20 m		LI VA <= 2,55 m	b1 <=	1,60 m		
	2,11 m				2,11 m		
	0,88 m				1,23 m		
b2 <=	1,60 m		LI VB <= 2,90 m	b2 <=	1,60 m		
	2,11 m				2,11 m		
	1,23 m				1,23 m		

Adotaremos um valor médio entre os tres valores encontrados

$$L = 2,73 \text{ m}$$

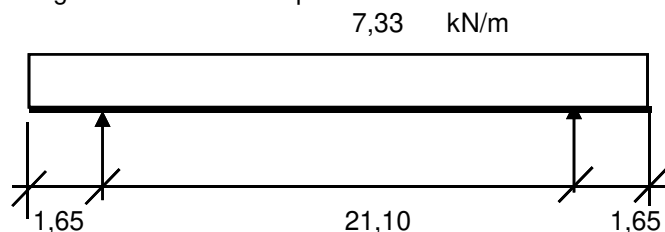
	Area	yi	A x yi	y'i	A x y'i	A x y'i**2	J0
Viga	0,293	0,408	0,120	0,352	0,1033	0,0364	0,0195
Laje	0,545	0,950	0,518	-0,190	-0,1033	0,0196	0,0018
	0,8384		0,638		0,0000	0,0560	0,0214

Área	0,8384	m ²	y iv CG=	0,7604	m	W iv=	0,1017	m ³
Inercia	0,0773	m ⁴	ysv CG=	0,0896	m	Wsv=	0,8634	m ³
			ysL CG=	0,2896	m	WsL=	0,2670	m ³

6 - Determinação dos esforços

6.1- Carga permanente

6.1.1 g₁ - Peso próprio da viga no instante da 1ª protensão



g₁= 7,33 kN/m

$\Delta M/L = 0,00$ kN

$g_1 L/2 = 77,38$ kN

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-9,98		Sup laje	0,00		-12,10
			Sup viga	225,59		
			Inf viga	-208,56		
0dir	-9,98		Sup laje	0,00		77,38
			Sup viga	225,59		
			Inf viga	-208,56		
1	136,96		Sup laje	0,00		61,91
			Sup viga	-3094,63		
			Inf viga	2860,94		
2	251,26		Sup laje	0,00		46,43
			Sup viga	-5677,03		
			Inf viga	5248,33		
3	332,90		Sup laje	0,00		30,95
			Sup viga	-7521,60		
			Inf viga	6953,61		
4	381,88		Sup laje	0,00		15,48
			Sup viga	-8628,35		
			Inf viga	7976,77		
5	398,21		Sup laje	0,00		0,00
			Sup viga	-8997,26		
			Inf viga	8317,83		
6	381,88		Sup laje	0,00		-15,48
			Sup viga	-8628,35		
			Inf viga	7976,77		
7	332,90		Sup laje	0,00		-30,95
			Sup viga	-7521,60		
			Inf viga	6953,61		
8	251,26		Sup laje	0,00		-46,43
			Sup viga	-5677,03		
			Inf viga	5248,33		
9	136,96		Sup laje	0,00		-61,91
			Sup viga	-3094,63		
			Inf viga	2860,94		
10esq	-9,98		Sup laje	0,00		-77,38
			Sup viga	225,59		
			Inf viga	-208,56		
10dir	-9,98		Sup laje	0,00		12,10
			Sup viga	225,59		
			Inf viga	-208,56		

6.1.2- g₂ - Peso próprio da laje superior + Transversinas de vão + cortina

e= 0,20 m

nº transv.= 0

P Ttransversina=

P Viga A = 0,00 kN/viga

P Viga B = 0,00 kN/viga

P Viga C = 0,00 kN/viga

Peso da laje = 25,50 kN/m

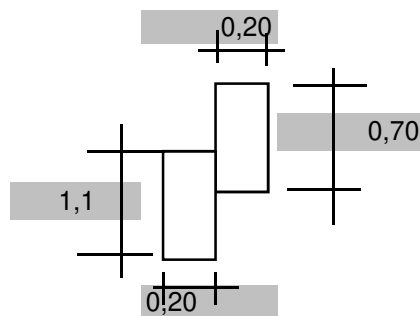
g2A= 13,75 kN/m

g2B= 13,75 kN/m

g2 medio = 13,75 kN/m

Peso da cortina + Laje de transição

Pavimento = 1,00 kN/m²



P_{cort} = 45,90 kN/viga

P_{laje} = 0,00 kN/viga

P_{total} = 45,90 kN/viga

VIGA A
 $\Delta M/L = 0,00 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 145,06 \text{ kN}$

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-94,45		Sup laje	0,00		-68,59
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
0dir	-94,45		Sup laje	0,00		145,06
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
1	181,02		Sup laje	0,00		116,05
			Sup viga	-4090,08		
			Inf viga	3781,22		
2	395,28		Sup laje	0,00		87,04
			Sup viga	-8931,11		
			Inf viga	8256,67		
3	548,32		Sup laje	0,00		58,03
			Sup viga	-12388,99		
			Inf viga	11453,43		
4	640,14		Sup laje	0,00		29,01
			Sup viga	-14463,71		
			Inf viga	13371,48		
5	670,75		Sup laje	0,00		0,00
			Sup viga	-15155,29		
			Inf viga	14010,83		
6	640,14		Sup laje	0,00		-29,01
			Sup viga	-14463,71		
			Inf viga	13371,48		
7	548,32		Sup laje	0,00		-58,03
			Sup viga	-12388,99		
			Inf viga	11453,43		
8	395,28		Sup laje	0,00		-87,04
			Sup viga	-8931,11		
			Inf viga	8256,67		
9	181,02		Sup laje	0,00		-116,05
			Sup viga	-4090,08		
			Inf viga	3781,22		
10esq	-94,45		Sup laje	0,00		-145,06
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
10dir	-94,45		Sup laje	0,00		68,59
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		

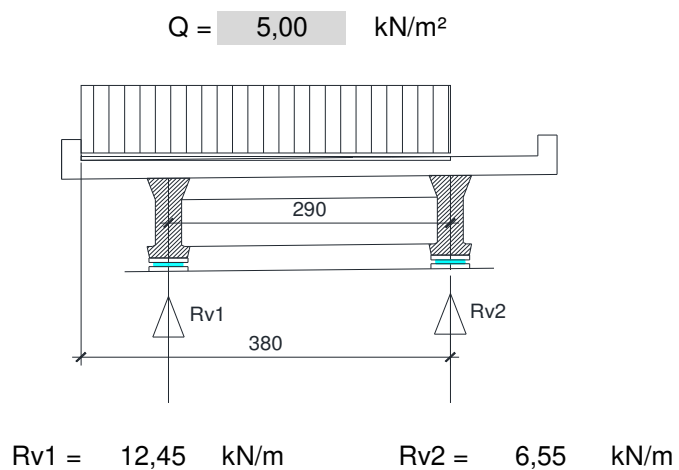
VIGA B
 $\Delta M/L = 0,00 \text{ kN}$
 $g1L/2 = 145,06 \text{ kN}$

Seção	Momentos (KNm)		Tensões (KN/m²)			Cortante (KN)
0esq	-94,45		Sup laje	0,00		-68,59
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
0dir	-94,45		Sup laje	0,00		145,06
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
1	181,02		Sup laje	0,00		116,05
			Sup viga	-4090,08		
			Inf viga	3781,22		
2	395,28		Sup laje	0,00		87,04
			Sup viga	-8931,11		
			Inf viga	8256,67		
3	548,32		Sup laje	0,00		58,03
			Sup viga	-12388,99		
			Inf viga	11453,43		
4	640,14		Sup laje	0,00		29,01
			Sup viga	-14463,71		
			Inf viga	13371,48		
5	670,75		Sup laje	0,00		0,00
			Sup viga	-15155,29		
			Inf viga	14010,83		
6	640,14		Sup laje	0,00		-29,01
			Sup viga	-14463,71		
			Inf viga	13371,48		
7	548,32		Sup laje	0,00		-58,03
			Sup viga	-12388,99		
			Inf viga	11453,43		
8	395,28		Sup laje	0,00		-87,04
			Sup viga	-8931,11		
			Inf viga	8256,67		
9	181,02		Sup laje	0,00		-116,05
			Sup viga	-4090,08		
			Inf viga	3781,22		
10esq	-94,45		Sup laje	0,00		-145,06
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		
10dir	-94,45		Sup laje	0,00		68,59
			Sup viga	2134,10		
			Inf viga	-1972,94		

6.2- Esforços da carga móvel

TREM TIPO CICLOVIA - NBR7188

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



6.3 Tensões devidas a carga móvel

6.3.1- Esforços e tensões na viga V1

$L_t = 0,00$
 $L_{b1} = 1,65 \text{ m}$
 $L_c = 21,10 \text{ m}$
 $L_{b2} = 1,65 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon = x/L$	ε'	Mp _{max} +		σ p _{max} +	Mp _{max} -	σ p _{max} -	Vp _{max} +	Vp _{max} -
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-16,95	63,45	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		19,63		
					Inf viga	0,00		-166,65		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-16,95	63,45	132,94	1,61
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		19,63		
					Inf viga	0,00		-166,65		
1	2,11			249,39	Sup laje	-933,91		0,00	107,98	-2,92
		0,10	0,90		Sup viga	-288,85		0,00		
					Inf viga	2452,64		0,00		
2	4,22			443,37	Sup laje	-1660,28	0,00	0,00	85,66	-6,86
		0,20	0,80		Sup viga	-513,51		0,00		
					Inf viga	4360,26		0,00		
3	6,33			581,92	Sup laje	-2179,11	0,00	0,00	65,96	-13,43
		0,30	0,70		Sup viga	-673,98		0,00		
					Inf viga	5722,84		0,00		
4	8,44			665,05	Sup laje	-2490,42	0,00	0,00	48,88	-22,62
		0,40	0,60		Sup viga	-770,26		0,00		
					Inf viga	6540,38		0,00		
5	10,55			692,76	Sup laje	-2594,18	0,00	0,00	34,44	-34,44
		0,50	0,50		Sup viga	-802,36		0,00		
					Inf viga	6812,90		0,00		
6	12,66			665,05	Sup laje	-2490,42	0,00	0,00	22,62	-48,88
		0,60	0,40		Sup viga	-770,26		0,00		
					Inf viga	6540,38		0,00		
7	14,77			581,92	Sup laje	-2179,11	0,00	0,00	13,43	-65,96
		0,70	0,30		Sup viga	-673,98		0,00		
					Inf viga	5722,84		0,00		
8	16,88			443,37	Sup laje	-1660,28	0,00	0,00	6,86	-85,66
		0,80	0,20		Sup viga	-513,51		0,00		
					Inf viga	4360,26		0,00		
9	18,99			249,39	Sup laje	-933,91	0,00	0,00	2,92	-107,98
		0,90	0,10		Sup viga	-288,85		0,00		
					Inf viga	2452,64		0,00		
10esq	21,10			0,00	Sup laje	0,00	-16,95	63,45	1,61	-132,94
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		19,63		
					Inf viga	0,00		-166,65		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-16,95	63,45	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		19,63		
					Inf viga	0,00		-166,65		

6.3.2- Esforços e tensões na viga V2

$L_t = 0,00$
 $L_{b1} = 1,65 \text{ m}$
 $L_c = 21,10 \text{ m}$
 $L_{b2} = 1,65 \text{ m}$

Seção					Tensões (kN/m²)				Cortante (kN)	
	x1	$\varepsilon =x/ L$	$\varepsilon '$	Mp _{max} +		σ p _{max} +	Mp _{max} -	σ p _{max} -	Vp _{max} +	Vp _{max} -
0esq	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-8,92	33,40	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		10,33		
					Inf viga	0,00		-87,71		
0dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-8,92	33,40	0,00	0,00
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		10,33		
					Inf viga	0,00		-87,71		
1	2,11			131,26	Sup laje	-491,53	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,10	0,90		Sup viga	-152,03		0,00		
					Inf viga	1290,87		0,00		
2	4,22			233,35	Sup laje	-873,83	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,20	0,80		Sup viga	-270,27		0,00		
					Inf viga	2294,87		0,00		
3	6,33			306,27	Sup laje	-1146,90	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,30	0,70		Sup viga	-354,73		0,00		
					Inf viga	3012,02		0,00		
4	8,44			350,03	Sup laje	-1310,75	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,40	0,60		Sup viga	-405,40		0,00		
					Inf viga	3442,31		0,00		
5	10,55			364,61	Sup laje	-1365,36	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,50	0,50		Sup viga	-422,29		0,00		
					Inf viga	3585,74		0,00		
6	12,66			350,03	Sup laje	-1310,75	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,60	0,40		Sup viga	-405,40		0,00		
					Inf viga	3442,31		0,00		
7	14,77			306,27	Sup laje	-1146,90	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,70	0,30		Sup viga	-354,73		0,00		
					Inf viga	3012,02		0,00		
8	16,88			233,35	Sup laje	-873,83	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,80	0,20		Sup viga	-270,27		0,00		
					Inf viga	2294,87		0,00		
9	18,99			131,26	Sup laje	-491,53	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,90	0,10		Sup viga	-152,03		0,00		
					Inf viga	1290,87		0,00		
10esq	21,10			0,00	Sup laje	0,00	-8,92	33,40	0,00	0,00
		1,00	0,00		Sup viga	0,00		10,33		
					Inf viga	0,00		-87,71		
10dir	0,00			0,00	Sup laje	0,00	-8,92	33,40	0,00	#DIV/0!
		0,00	1,00		Sup viga	0,00		10,33		
					Inf viga	0,00		-87,71		

7 - Dimensionamento a protensão

A máxima tensão de tração existente vale:

	VA	VB
g1	8317,83	8317,83
g2	14010,83	14010,83
p	6812,90	3585,74
Soma	29141,55	25914,39

Viga A $\sigma = 29141,55 \text{ kN/m}^2$

A força necessária para protensão completa na viga isolada será de:

$$F_p = 2675,22 \text{ kN}$$

Para a cordoalha CP210 12,7 $A_s = 1,014 \text{ cm}^2$

$\sigma_{p1} = 155,00 \text{ kN/cm}^2$ daí; $N_{p,i} = 157,17 \text{ kN}$

Para as perdas de protensão no tempo $t = \text{infinito}$ **18%**

$N_{p,t} = 128,88 \text{ kN}$

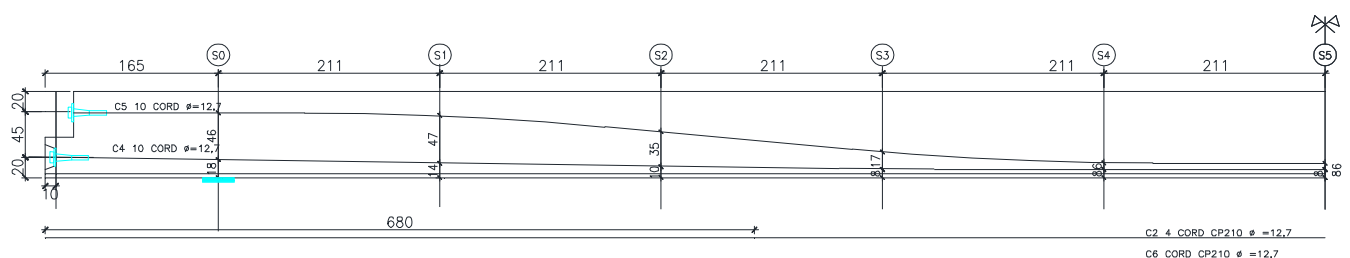
O número de cordoalhas estimada é: $n^0 = 20,76 \text{ Cord}$

Foi adotado neste estudo o seguinte plano de protensão.

1ª protensão, na pista: 10 cordoalhas de $\varnothing = 12,5 \text{ mm}$ CP 210 RB

2ª protensão 12 cordoalhas de $\varnothing = 12,50 \text{ mm}$ CP210RB

Desenho dos cabos



CORDOALHAS CP 210BR 12,7
TENSÃO DE PROTENSÃO = 155,0 Kn/cm²
ALONGAMENTO DOS CABOS C4 E C5 = 105mm
ORDEM DE PROTENSÃO >>> CABO C5 - CABO C4

8 - Verificação das tensões

8.1 Por ocasião da 1ª protensão temos:

Quando da protensão destas cordoalhas no tempo $t=0$ temos:

$$\sigma_p = 155,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_s = 1,140 \text{ cm}^2$$

seção	$N_{p,i}$	$M_{p,i}$	$\sigma_{p,s}$	$\sigma_{p,i}$	cabos
0	-706,8	-261,7	3504,9	-7876,4	4
1	-1060,2	-392,6	5257,4	-11814,7	6
2	-1060,2	-392,6	5257,4	-11814,7	6
3	-1767,0	-654,4	8762,3	-19691,1	10
4	-1767,0	-654,4	8762,3	-19691,1	10
5	-1767,0	-654,4	8762,3	-19691,1	10
6	-1767,0	-654,4	8762,3	-19691,1	10
7	-1767,0	-654,4	8762,3	-19691,1	10
8	-1060,2	-392,6	5257,4	-11814,7	6
9	-1060,2	-392,6	5257,4	-11814,7	6
10	-706,8	-261,7	3504,9	-7876,4	4

As perdas imediatas de protensão valem:

$$n = 5,84$$

Combinando as tensões iniciais de protensão com as de peso próprio da viga isolada (kN/m²)

	σ_{prot}		σ_{g1}	$\sigma_{prot+\sigma_{g1}}$	σ_{cg}	$\Delta\sigma_{prot}$	kN/cm ²
0	$\sigma_{p,s}$	3504,9	225,6	3730,5	-7487,3	-43747,6	-4,37
	$\sigma_{p,i}$	-7876,4	-208,6	-8085,0			
1	$\sigma_{p,s}$	5257,4	-3094,6	2162,7	-8391,4	-49030,1	-4,90
	$\sigma_{p,i}$	-11814,7	2860,9	-8953,7			
2	$\sigma_{p,s}$	5257,4	-5677,0	-419,7	-6255,4	-36549,8	-3,65
	$\sigma_{p,i}$	-11814,7	5248,3	-6566,3			
3	$\sigma_{p,s}$	8762,3	-7521,6	1240,7	-12030,4	-70292,6	-7,03
	$\sigma_{p,i}$	-19691,1	6953,6	-12737,5			
4	$\sigma_{p,s}$	8762,3	-8628,3	133,9	-11114,9	-64943,9	-6,49
	$\sigma_{p,i}$	-19691,1	7976,8	-11714,3			
5	$\sigma_{p,s}$	8762,3	-8997,3	-235,0	-10809,8	-63161,0	-6,32
	$\sigma_{p,i}$	-19691,1	8317,8	-11373,3			
6	$\sigma_{p,s}$	8762,3	-8628,3	133,9	-11114,9	-64943,9	-6,49
	$\sigma_{p,i}$	-19691,1	7976,8	-11714,3			
7	$\sigma_{p,s}$	8762,3	-7521,6	1240,7	-12030,4	-70292,6	-7,03
	$\sigma_{p,i}$	-19691,1	6953,6	-12737,5			
8	$\sigma_{p,s}$	5257,4	-5677,0	-419,7	-6255,4	-36549,8	-3,65
	$\sigma_{p,i}$	-11814,7	5248,3	-6566,3			
9	$\sigma_{p,s}$	5257,4	-3094,6	2162,7	-8391,4	-49030,1	-4,90
	$\sigma_{p,i}$	-11814,7	2860,9	-8953,7			
10	$\sigma_{p,s}$	5257,4	225,6	5483,0	-7398,6	-43229,6	-4,32
	$\sigma_{p,i}$	-7876,4	-208,6	-8085,0			

Temos então as tensões logo após as perdas iniciais de protensão (kN/m²)

	P(kN)	M(kNm)		σ_{prot}	σ_{g1}	$\sigma_{prot+g1}$
0	686,85	250,92	$\sigma_{p,s}$	3328,4	225,6	3554,0
			$\sigma_{p,i}$	-7582,4	-208,6	-7791,0
1	1026,66	375,06	$\sigma_{p,s}$	4975,1	-3094,6	1880,4
			$\sigma_{p,i}$	-11333,7	2860,9	-8472,8
2	1035,20	378,18	$\sigma_{p,s}$	5016,4	-5677,0	-660,6
			$\sigma_{p,i}$	-11427,9	5248,3	-6179,6
3	1686,87	616,25	$\sigma_{p,s}$	8174,3	-7521,6	652,7
			$\sigma_{p,i}$	-18621,9	6953,6	-11668,3
4	1692,96	618,48	$\sigma_{p,s}$	8203,9	-8628,3	-424,5
			$\sigma_{p,i}$	-18689,2	7976,8	-10712,5
5	1695,00	619,22	$\sigma_{p,s}$	8213,7	-8997,3	-783,5
			$\sigma_{p,i}$	-18711,7	8317,8	-10393,9
6	1692,96	618,48	$\sigma_{p,s}$	8203,9	-8628,3	-424,5
			$\sigma_{p,i}$	-18689,2	7976,8	-10712,5
7	1686,87	616,25	$\sigma_{p,s}$	8174,3	-7521,6	652,7
			$\sigma_{p,i}$	-18621,9	6953,6	-11668,3
8	1035,20	378,18	$\sigma_{p,s}$	5016,4	-5677,0	-660,6
			$\sigma_{p,i}$	-11427,9	5248,3	-6179,6
9	1026,66	375,06	$\sigma_{p,s}$	4975,1	-3094,6	1880,4
			$\sigma_{p,i}$	-11333,7	2860,9	-8472,8
10	687,09	251,01	$\sigma_{p,s}$	3329,5	225,6	3555,1
			$\sigma_{p,i}$	-7585,0	-208,6	-7793,6

As tensões máximas permitidas valem:

$$\sigma_{t,max} = 3555,13 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Sera colocada armadura de aço necessária.})$$

$$\sigma_{c,max} = -11668,32 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão admissível nesta fase de desforma vale:

$$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa} \quad \sigma_{c,adm} = -21000,0 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.2- Por ocasião da 2ª protensão temos:

Através da protensão de 12 cordoalhas sobre a viga incorporada a laje
Na tensão de 155,00 kN/cm²

$$A_s = 1,014 \text{ cm}^2 \quad E_p = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$$

Tensão nas cordoalhas da viga após perdas por atrito cordoalha/bainha de polipropileno

Seção	$\Sigma \alpha^\circ$	x	$\Delta \sigma_p$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,atr}$
Ext	0,00	0	0	155,0000
0	0,00	1,65	0,0279	154,9721
1	0,00	3,76	0,0635	154,9365
2	0,00	5,87	0,0992	154,9008
3	2,00	7,98	1,4797	153,5203
4	4,00	10,09	2,8479	152,1521
5	4,00	12,20	2,8829	152,1171

$$\mu = 0,250$$

$$k = 0,100 \mu (1/m)$$

Influência da acomodação da ancoragem

Adotaremos: 5 mm

$$E_p \times \delta = 9750,00 \text{ kN/cm}$$

$$L/10 = 211 \text{ cm}$$

$$E_{aço} = 1,95E+04 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	xb cm	Area kN/cm
0	165,00	10,48
1	376,00	29,76
2	587,00	1359,21
3	798,00	3254,20
4	1009,00	3317,44
5	1220,00	3395,45

$$\text{Alongamento do cabo} = 96,33 \text{ mm}$$

$$\text{ou } 7,90 \text{ mm/m}$$

A influencia se da até um ponto entre as seções: Após a S5

$$\Delta \sigma_1 = 5,21 \text{ kN/cm}^2$$

Após a perda de acomodação da ancoragem temos:

Seção	$\sigma_{p,at}$ kN/cm ²	$\Delta \sigma_{p0,an}$ kN/cm ²	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²
Extr.	155,00	10,97	144,03
0	154,97	10,92	144,05
1	154,94	10,85	144,09
2	154,90	10,78	144,12
3	153,52	8,02	145,51
4	152,15	5,28	146,87
5	152,12	5,21	146,91

Ordenadas do cabo de cordoalhas

	S0	S1	S2	S3	S4	S5
C1	0,64	0,610	0,450	0,250	0,140	0,140
C2	0,18	0,140	0,100	0,080	0,080	0,080
C_{medio}	0,410	0,375	0,275	0,165	0,110	0,110
Nº de cabos=	2	2	2	2	2	2
Nº de cabos rotura=		8	12	12	12	12

Ordenadas do cabo de cordoalhas

	S6	S7	S8	S9	S10
C1	0,140	0,250	0,450	0,610	0,640
C2	0,080	0,080	0,100	0,140	0,180
C_{medio}	0,110	0,165	0,275	0,375	0,410
Nº de cabos=	2	2	2	2	2
Nº de cabos rotura=	12	12	12	8	0

Na viga premoldada solidarizada a laje, por ocasião da 2ª protensão temos, após as perdas de atrito e acomodação das ancoragens:

Seção	$\sigma_{p2,an}$ kN/cm ²	N _{p2,anc} kN	e cabo inf	e _{cg} m	M _{p2,anc} kNm	Tensões (kN/m ²)	
Extr.	144,03	-1752,50	0,410	0,350	-614,15	SL	209,5
						S v	-1379,0
						I v	-8130,1
0	144,05	-1752,84	0,410	0,350	-614,27	SL	209,5
						S v	-1379,3
						I v	-8131,7
1	144,09	-1753,28	0,375	0,385	-675,79	SL	439,4
						S v	-1308,5
						I v	-8737,2
2	144,12	-1753,71	0,275	0,485	-851,32	SL	1096,2
						S v	-1105,7
						I v	-10464,0
3	145,51	-1770,51	0,165	0,595	-1054,24		1836,0
						S v	-890,8
						I v	-12479,6
4	146,87	-1787,16	0,110	0,650	-1162,44		2221,3
						S v	-785,3
						I v	-13563,6
5	146,91	-1787,58	0,110	0,650	-1162,72		2221,9
						S v	-785,5
						I v	-13566,8
6	146,87	-1787,16	0,110	0,650	-1162,44		2221,3
						S v	-785,3
						I v	-13563,6
7	145,51	-1770,51	0,165	0,595	-1054,24		1836,0
						S v	-890,8
						I v	-12479,6
8	144,12	-1753,71	0,275	0,485	-851,32		1096,2
						S v	-1105,7
						I v	-10464,0
9	144,09	-1753,28	0,375	0,385	-675,79		439,4
						S v	-1308,5
						I v	-8737,2
10	144,05	-1752,84	0,410	0,350	-614,27		209,5
						S v	-1379,3
						I v	-8131,7

Devido a segunda protensão e o consequente encurtamento imediato do concreto, gera nos cabos pré tensionados perdas e seus valores estão avaliados abaixo.

VIGA A							
Seção		σ_{p1} kN/m ²	$\sigma_{p2,an}$ kN/m ²	$\sigma_{g1+\sigma_{g2}}$ kN/m ²	σ_{g1+p} kN/m ²	$\sigma_{(g+p)cg}$ kN/m ²	$\Delta\sigma_{p1}$ kN/cm ²
Extr.	S l		209,5	0,000	209,5		
	S v	3328,4	-1379,0	0,000	1949,4	-14673,6	8,57
	l v	-7582,4	-8130,1	0,000	-15712,5		
0	S l		209,5	0,0	209,5		
	S v	3328,4	-1379,3	2359,7	4308,8	-16589,4	9,69
	l v	-7582,4	-8131,7	-2181,5	-17895,6		
1	S l		439,4	0,0	439,4		
	S v	4975,1	-1308,5	-7184,7	-3518,2	-12845,8	7,51
	l v	-11333,7	-8737,2	6642,2	-13428,7		
2	S l		1096,2	0,0	1096,2		
	S v	5016,4	-1105,7	-14608,1	-10697,4	-8522,9	4,98
	l v	-11427,9	-10464,0	13505,0	-8387,0		
3	S l		1836,0	0,0	1836,0		
	S v	8174,3	-890,8	-19910,6	-12627,0	-12690,5	7,41
	l v	-18621,9	-12479,6	18407,0	-12694,5		
4	S l		2221,3	0,0	2221,3		
	S v	8203,9	-785,3	-23092,1	-15673,5	-11185,1	6,54
	l v	-18689,2	-13563,6	21348,2	-10904,6		
5	S l		2221,9	0,0	2221,9		
	S v	8213,7	-785,5	-24152,5	-16724,3	-10348,3	6,05
	l v	-18711,7	-13566,8	22328,7	-9949,8		
6	S l		2221,3	0,0	2221,3		
	S v	8203,9	-785,3	-23092,1	-15673,5	-11185,1	6,54
	l v	-18689,2	-13563,6	21348,2	-10904,6		
7	S l		1836,0	0,0	1836,0		
	S v	8174,3	-890,8	-19910,6	-12627,0	-12690,5	7,41
	l v	-18621,9	-12479,6	18407,0	-12694,5		
8	S l		1096,2	0,0	1096,2		
	S v	5016,4	-1105,7	-14608,1	-10697,4	-8522,9	4,98
	l v	-11427,9	-10464,0	13505,0	-8387,0		
9	S l		439,4	0,0	439,4		
	S v	4975,1	-1308,5	-7184,7	-3518,2	-12845,8	7,51
	l v	-11333,7	-8737,2	6642,2	-13428,7		
10	S l		209,5	0,0	209,5		
	S v	3329,5	-1379,3	2359,7	4310,0	-16591,8	9,69
	l v	-7585,0	-8131,7	-2181,5	-17898,2		

VIGA B

Seção		σ_{p1} kN/m ²	$\sigma_{p2,an}$ kN/m ²	$\sigma_{g1+\sigma_{g2}}$ kN/m ²	σ_{g1+p} kN/m ²	$\sigma_{(g+p)cg}$ kN/m ²	$\Delta\sigma_{p1}$ kN/cm ²
Extr.		0,00	209,50	0,000	209,5		
	S v	3328,39	-1379,00	0,000	1949,4	-14673,6	8,57
	I v	-7582,40	-8130,12	0,000	-15712,5		
0		0,00	209,54	0,0	209,5		
	S v	3328,39	-1379,27	2359,7	4308,8	-16589,4	9,69
	I v	-7582,40	-8131,69	-2181,5	-17895,6		
1		0,00	439,38	0,0	439,4		
	S v	4975,08	-1308,54	-7184,7	-3518,2	-12845,8	7,51
	I v	-11333,71	-8737,19	6642,2	-13428,7		
2		0,00	1096,20	0,0	1096,2		
	S v	5016,45	-1105,75	-14608,1	-10697,4	-8522,9	4,98
	I v	-11427,95	-10464,02	13505,0	-8387,0		
3		0,00	1836,00	0,0	1836,0		
	S v	8174,34	-890,77	-19910,6	-12627,0	-12690,5	7,41
	I v	-18621,93	-12479,56	18407,0	-12694,5		
4		0,00	2221,35	0,0	2221,3		
	S v	8203,89	-785,30	-23092,1	-15673,5	-11185,1	6,54
	I v	-18689,24	-13563,56	21348,2	-10904,6		
5		0,00	2221,88	0,0	2221,9		
	S v	8213,74	-785,49	-24152,5	-16724,3	-10348,3	6,05
	I v	-18711,68	-13566,80	22328,7	-9949,8		
6		0,00	2221,35	0,0	2221,3		
	S v	8203,89	-785,30	-23092,1	-15673,5	-11185,1	6,54
	I v	-18689,24	-13563,56	21348,2	-10904,6		
7		0,00	1836,00	0,0	1836,0		
	S v	8174,34	-890,77	-19910,6	-12627,0	-12690,5	7,41
	I v	-18621,93	-12479,56	18407,0	-12694,5		
8		0,00	1096,20	0,0	1096,2		
	S v	5016,45	-1105,75	-14608,1	-10697,4	-8522,9	4,98
	I v	-11427,95	-10464,02	13505,0	-8387,0		
9		0,00	439,38	0,0	439,4		
	S v	4975,08	-1308,54	-7184,7	-3518,2	-12845,8	7,51
	I v	-11333,71	-8737,19	6642,2	-13428,7		
10		0,00	209,54	0,0	209,5		
	S v	3329,54	-1379,27	2359,7	4310,0	-16591,8	9,69
	I v	-7585,01	-8131,69	-2181,5	-17898,2		

Temos então na viga premoldada uma queda de tensões devida a perda de tensão nos cabos pré tensionados, por ocasião da 2ª protensão. $\Delta\sigma_{p1}$ = médio entre as 2 vigas

Seção	$\Delta\sigma_{p1}$ kN/cm ²	ΔN_{p1} kN	ΔM_{p1} kNm		$\Delta\sigma_{p1}$ kN/m ²	σ_{p1} kN/m ²	σ_{p1+} $\Delta\sigma_{p1}$
Extr.	8,57	39,10	27,78	S l	-57,4	0,0	-57,4
				S v	14,5	3328,4	3342,9
				I v	319,8	-7582,4	-7262,6
0	9,69	44,20	31,40	S l	-64,9	0,0	-64,9
				S v	16,4	3328,4	3344,7
				I v	361,5	-7582,4	-7220,9
1	7,51	51,34	36,47	S l	-75,3	0,0	-75,3
				S v	19,0	4975,1	4994,1
				I v	419,9	-11333,7	-10913,8
2	4,98	34,06	24,20	S l	-50,0		-50,0
				S v	12,6	5016,4	5029,0
				I v	278,6	-11427,9	-11149,3
3	7,41	84,53	60,05	S l	-124,1	0,0	-124,1
				S v	31,3	8174,3	8205,6
				I v	691,4	-18621,9	-17930,5
4	6,54	74,50	52,93	S l	-109,3	0,0	-109,3
				S v	27,6	8203,9	8231,4
				I v	609,4	-18689,2	-18079,8
5	6,05	68,93	48,97	S l	-101,2	0,0	-101,2
				S v	25,5	8213,7	8239,2
				I v	563,8	-18711,7	-18147,9
6	6,54	74,50	52,93	S l	-109,3	0,0	-109,3
				S v	27,6	8203,9	8231,4
				I v	609,4	-18689,2	-18079,8
7	7,41	84,53	60,05	S l	-124,1	0,0	-124,1
				S v	31,3	8174,3	8205,6
				I v	691,4	-18621,9	-17930,5
8	4,98	34,06	24,20	S l	-50,0	0,0	-50,0
				S v	12,6	5016,4	5029,0
				I v	278,6	-11427,9	-11149,3
9	7,51	51,34	36,47	S l	-75,3	0,0	-75,3
				S v	19,0	4975,1	4994,1
				I v	419,9	-11333,7	-10913,8
10	9,69	44,21	31,41	S l	-64,9	0,0	-64,9
				S v	16,4	3329,5	3345,9
				I v	361,6	-7585,0	-7223,4

Temos a seguir as tensões de protensão na viga pré fabricada, solidarizada a laje, após a 1ª e 2ª protensão, levando-se em consideração as perdas imediatas e as de atrito e acomodação das ancoragens.

Seção		σ_{p1} kN/m ²	σ_{p2} kN/m ²	$\sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ kN/m ²
Extr.		-57,4	209,5	152,1
	S v	3342,9	-1379,0	1963,9
	I v	-7262,6	-8130,1	-15392,7
0		-64,9	209,5	144,7
	S v	3344,7	-1379,3	1965,5
	I v	-7220,9	-8131,7	-15352,6
1		-75,3	439,4	364,0
	S v	4994,1	-1308,5	3685,5
	I v	-10913,8	-8737,2	-19651,0
2		-50,0	1096,2	1046,2
	S v	5029,0	-1105,7	3923,3
	I v	-11149,3	-10464,0	-21613,4
3		-124,1	1836,0	1711,9
	S v	8205,6	-890,8	7314,8
	I v	-17930,5	-12479,6	-30410,1
4		-109,3	2221,3	2112,0
	S v	8231,4	-785,3	7446,1
	I v	-18079,8	-13563,6	-31643,4
5		-101,2	2221,9	2120,7
	S v	8239,2	-785,5	7453,7
	I v	-18147,9	-13566,8	-31714,7
6		-109,3	2221,3	2112,0
	S v	8231,4	-785,3	7446,1
	I v	-18079,8	-13563,6	-31643,4
7		-124,1	1836,0	1711,9
	S v	8205,6	-890,8	7314,8
	I v	-17930,5	-12479,6	-30410,1
8		-50,0	1096,2	1046,2
	S v	5029,0	-1105,7	3923,3
	I v	-11149,3	-10464,0	-21613,4
9		-75,3	439,4	364,0
	S v	4994,1	-1308,5	3685,5
	I v	-10913,8	-8737,2	-19651,0
10		-64,9	209,5	144,7
	S v	3345,9	-1379,3	1966,6
	I v	-7223,4	-8131,7	-15355,1

8.2.1- Quando da 2ª protensão no canteiro, no tempo $t = 0$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA A								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	S l	152,1	0,0	152,1	0,0	152,1	0,0	152,1
	S v	1963,9	0,0	1963,9	2134,1	4097,9	0,0	4097,9
	l v	-15392,7	0,0	-15392,7	-1972,9	-17365,7	0,0	-17365,7
0	S l	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7
	S v	1965,5	225,6	2191,1	2134,1	4325,2	0,0	4325,2
	l v	-15352,6	-208,6	-15561,1	-1972,9	-17534,0	0,0	-17534,0
1	S l	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0
	S v	3685,5	-3094,6	590,9	-4090,1	-3499,2	0,0	-3499,2
	l v	-19651,0	2860,9	-16790,0	3781,2	-13008,8	0,0	-13008,8
2	S l	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2
	S v	3923,3	-5677,0	-1753,7	-8931,1	-10684,8	0,0	-10684,8
	l v	-21613,4	5248,3	-16365,0	8256,7	-8108,4	0,0	-8108,4
3	S l	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9
	S v	7314,8	-7521,6	-206,8	-12389,0	-12595,7	0,0	-12595,7
	l v	-30410,1	6953,6	-23456,5	11453,4	-12003,0	0,0	-12003,0
4	S l	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0
	S v	7446,1	-8628,3	-1182,2	-14463,7	-15645,9	0,0	-15645,9
	l v	-31643,4	7976,8	-23666,6	13371,5	-10295,2	0,0	-10295,2
5	S l	2120,7	0,0	2120,7	0,0	2120,7	0,0	2120,7
	S v	7453,7	-8997,3	-1543,5	-15155,3	-16698,8	0,0	-16698,8
	l v	-31714,7	8317,8	-23396,8	14010,8	-9386,0	0,0	-9386,0
6	S l	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0
	S v	7446,1	-8628,3	-1182,2	-14463,7	-15645,9	0,0	-15645,9
	l v	-31643,4	7976,8	-23666,6	13371,5	-10295,2	0,0	-10295,2
7	S l	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9
	S v	7314,8	-7521,6	-206,8	-12389,0	-12595,7	0,0	-12595,7
	l v	-30410,1	6953,6	-23456,5	11453,4	-12003,0	0,0	-12003,0
8	S l	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2
	S v	3923,3	-5677,0	-1753,7	-8931,1	-10684,8	0,0	-10684,8
	l v	-21613,4	5248,3	-16365,0	8256,7	-8108,4	0,0	-8108,4
9	S l	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0
	S v	3685,5	-3094,6	590,9	-4090,1	-3499,2	0,0	-3499,2
	l v	-19651,0	2860,9	-16790,0	3781,2	-13008,8	0,0	-13008,8
10	S l	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7
	S v	1966,6	225,6	2192,2	2134,1	4326,3	0,0	4326,3
	l v	-15355,1	-208,6	-15563,7	-1972,9	-17536,6	0,0	-17536,6

$\sigma_{\text{tração}} = 4325,2 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{\text{comp}} = -17536,6 \text{ kN/m}^2$

As tensões máximas permitidas valem:

$f_{ctm} = 0,3 f_{ck} \cdot 2/3 = 3,51 \text{ MPa}$ $\sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4211,10 \text{ kN/m}^2$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 4325,17 \text{ kN/m}^2$ **Será colocada armadura adequada**

$\sigma_{c_{adm}} = -28000,00 \text{ kN/m}^2$

PAULO MACHADO MASSA
PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{C_{\max}} = -17536,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

Quadro geral de tensões para 1ª e 2ª protensão

VIGA B

Seção	Fibras	1	2	1+2	3	1+2+3	4	1+2+3+4
		1ª e 2ª prot	g1	Fase 2	g2	Fase 3	g3	Fase 4
Extr.	Sl	152,1	0,0	152,1	0,0	152,1	0,0	152,1
	Sv	1963,9	0,0	1963,9	2134,1	4097,9	0,0	4097,9
	lv	-15392,7	0,0	-15392,7	-1972,9	-17365,7	0,0	-17365,7
0	Sl	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7
	Sv	1965,5	225,6	2191,1	2134,1	4325,2	0,0	4325,2
	lv	-15352,6	-208,6	-15561,1	-1972,9	-17534,0	0,0	-17534,0
1	Sl	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0
	Sv	3685,5	-3094,6	590,9	-4090,1	-3499,2	0,0	-3499,2
	lv	-19651,0	2860,9	-16790,0	3781,2	-13008,8	0,0	-13008,8
2	Sl	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2
	Sv	3923,3	-5677,0	-1753,7	-8931,1	-10684,8	0,0	-10684,8
	lv	-21613,4	5248,3	-16365,0	8256,7	-8108,4	0,0	-8108,4
3	Sl	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9
	Sv	7314,8	-7521,6	-206,8	-12389,0	-12595,7	0,0	-12595,7
	lv	-30410,1	6953,6	-23456,5	11453,4	-12003,0	0,0	-12003,0
4	Sl	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0
	Sv	7446,1	-8628,3	-1182,2	-14463,7	-15645,9	0,0	-15645,9
	lv	-31643,4	7976,8	-23666,6	13371,5	-10295,2	0,0	-10295,2
5	Sl	2120,7	0,0	2120,7	0,0	2120,7	0,0	2120,7
	Sv	7453,7	-8997,3	-1543,5	-15155,3	-16698,8	0,0	-16698,8
	lv	-31714,7	8317,8	-23396,8	14010,8	-9386,0	0,0	-9386,0
6	Sl	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0	0,0	2112,0
	Sv	7446,1	-8628,3	-1182,2	-14463,7	-15645,9	0,0	-15645,9
	lv	-31643,4	7976,8	-23666,6	13371,5	-10295,2	0,0	-10295,2
7	Sl	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9	0,0	1711,9
	Sv	7314,8	-7521,6	-206,8	-12389,0	-12595,7	0,0	-12595,7
	lv	-30410,1	6953,6	-23456,5	11453,4	-12003,0	0,0	-12003,0
8	Sl	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2	0,0	1046,2
	Sv	3923,3	-5677,0	-1753,7	-8931,1	-10684,8	0,0	-10684,8
	lv	-21613,4	5248,3	-16365,0	8256,7	-8108,4	0,0	-8108,4
9	Sl	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0	0,0	364,0
	Sv	3685,5	-3094,6	590,9	-4090,1	-3499,2	0,0	-3499,2
	lv	-19651,0	2860,9	-16790,0	3781,2	-13008,8	0,0	-13008,8
10	Sl	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7	0,0	144,7
	Sv	1966,6	225,6	2192,2	2134,1	4326,3	0,0	4326,3
	lv	-15355,1	-208,6	-15563,7	-1972,9	-17536,6	0,0	-17536,6

$$\sigma_{\text{tração}} = 4325,2 \text{ kN/m}^2 \quad 4325,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{comp}} = -17536,6 \text{ kN/m}^2 \quad -17536,6 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas valem:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,51 \text{ MPa} \quad \sigma_{t_{adm}} = 1,2 f_{ctm} = 4211,10 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de tração é: $\sigma_{t_{max}} = 4325,17 \text{ kN/m}^2$ **Será colocada armadura adequada**

$$\sigma_{c_{adm}} = -28000,00 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{max}} = -17536,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

8.3- Verificação no tempo $t = \infty$

As perdas de protensão devidas as deformações por retração, fluência e relaxação do aço serão estimadas em:

17 % da tensão inicial de protensão:

Nesta fase, por fluência, as tensões de protensão nas duas fases serão incorporadas a toda seção da ponte e o cálculo das perdas diferidas serão avaliadas levando-se em conta esta consideração.

Daí:

$$\Delta\sigma_{p1} = 26,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta\sigma_{p2} = 26,35 \text{ kN/cm}^2$$

Seção	Np1 (kN)	Mp1 (kNm)	Np2 (kN)	ei p2 (m)	Mp2 (kNm)		$\Delta\sigma_{p1}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{p2}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{(p1+p2)}$ (kN/m ²)
Extr.	120,16	86,81	53,44	0,350	18,73	S I	-181,74	-6,39	-188,13
						S v	42,78	42,05	84,83
						I v	997,00	247,91	1244,91
0	120,16	86,81	53,44	0,350	18,73	S I	-181,74	-6,39	-188,13
						S v	42,78	42,05	84,83
						I v	997,00	247,91	1244,91
1	180,23	130,21	53,44	0,385	20,60	S I	-272,62	-13,39	-286,01
						S v	64,17	39,88	104,05
						I v	1495,50	266,30	1761,80
2	180,23	130,21	53,44	0,485	25,94	S I	-272,62	-33,40	-306,02
						S v	64,17	33,69	97,86
						I v	1495,50	318,85	1814,35
3	300,39	217,01	53,44	0,595	31,82	S I	-454,36	-55,41	-509,77
						S v	106,95	26,89	133,83
						I v	2492,50	376,66	2869,16
4	300,39	217,01	53,44	0,650	34,76	S I	-454,36	-66,42	-520,78
						S v	106,95	23,48	130,43
						I v	2492,50	405,56	2898,06
5	300,39	217,01	53,44	0,650	34,76	S I	-454,36	-66,42	-520,78
						S v	106,95	23,48	130,43
						I v	2492,50	405,56	2898,06
6	300,39	217,01	53,44	0,650	34,76	S I	-454,36	-66,42	-520,78
						S v	106,95	23,48	130,43
						I v	2492,50	405,56	2898,06
7	300,39	217,01	53,44	0,595	31,82	S I	-454,36	-55,41	-509,77
						S v	106,95	26,89	133,83
						I v	2492,50	376,66	2869,16
8	180,23	130,21	53,44	0,485	25,94	S I	-272,62	-33,40	-306,02
						S v	64,17	33,69	97,86
						I v	1495,50	318,85	1814,35
9	180,23	130,21	53,44	0,385	20,60	S I	-272,62	-13,39	-286,01
						S v	64,17	39,88	104,05
						I v	1495,50	266,30	1761,80
10	120,16	86,81	53,44	0,350	18,73	S I	-181,74	-6,39	-188,13
						S v	42,78	42,05	84,83
						I v	997,00	247,91	1244,91

Temos a seguir as tensões de protensão na viga pré fabricada após a 1ª e 2ª protensão, levando-se em consideração as perdas imediatas, atrito, acomodação das ancoragens, retração, fluência e relaxação do aço.

Seção		$\sigma_{p1} + \sigma_{p2}$ kN/m ²	$\Delta s(p1+p2)$ kN/m ²	$\sigma_{p(1+2)}$ kN/m ²
Extr.	S l	152,12	-188,13	-36,01
	S v	1963,85	84,83	2048,68
	I v	-15392,73	1244,91	-14147,83
0	S l	144,67	-188,13	-43,47
	S v	1965,47	84,83	2050,30
	I v	-15352,55	1244,91	-14107,65
1	S l	364,03	-286,01	78,03
	S v	3685,53	104,05	3789,58
	I v	-19650,97	1761,80	-17889,17
2	S l	1046,21	-306,02	740,19
	S v	3923,30	97,86	4021,16
	I v	-21613,35	1814,35	-19799,00
3	S l	1711,94	-509,77	1202,17
	S v	7314,84	133,83	7448,67
	I v	-30410,07	2869,16	-27540,91
4	S l	2112,00	-520,78	1591,22
	S v	7446,15	130,43	7576,57
	I v	-31643,41	2898,06	-28745,34
5	S l	2120,71	-520,78	1599,93
	S v	7453,75	130,43	7584,17
	I v	-31714,66	2898,06	-28816,60
6	S l	2112,00	-520,78	1591,22
	S v	7446,15	130,43	7576,57
	I v	-31643,41	2898,06	-28745,34
7	S l	1711,94	-509,77	1202,17
	S v	7314,84	133,83	7448,67
	I v	-30410,07	2869,16	-27540,91
8	S l	1046,21	-306,02	740,19
	S v	3923,30	97,86	4021,16
	I v	-21613,35	1814,35	-19799,00
9	S l	364,03	-286,01	78,03
	S v	3685,53	104,05	3789,58
	I v	-19650,97	1761,80	-17889,17
10	S l	144,66	-188,13	-43,48
	S v	1966,62	84,83	2051,45
	I v	-15355,11	1244,91	-14110,20

Quadro geral de tensões

VIGA A								
Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1 ^a +2 ^a prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax} +$ kN/m ²	Fase4 + 0,3 σ_{pmax} +	Fase4 + 0,5 σ_{pmax} +	Fase4 + 1,0 σ_{pmax} +
Extr.	Sl	-36,0	0,0	-36,0	0,0	-36,0	-36,0	-36,0
	Sv	2048,7	2134,1	4182,8	0,0	4182,8	4182,8	4182,8
	lv	-14147,8	-1972,9	-16120,8	0,0	-16120,8	-16120,8	-16120,8
0	Sl	-43,5	0,0	-43,5	0,0	-43,5	-43,5	-43,5
	Sv	2050,3	2359,7	4410,0	0,0	4410,0	4410,0	4410,0
	lv	-14107,6	-2181,5	-16289,1	0,0	-16289,1	-16289,1	-16289,1
1	Sl	78,0	0,0	78,0	-933,9	-202,1	-388,9	-855,9
	Sv	3789,6	-7184,7	-3395,1	-288,8	-3481,8	-3539,6	-3684,0
	lv	-17889,2	6642,2	-11247,0	2452,6	-10511,2	-10020,7	-8794,4
2	Sl	740,2	0,0	740,2	-1660,3	242,1	-89,9	-920,1
	Sv	4021,2	-14608,1	-10587,0	-513,5	-10741,0	-10843,7	-11100,5
	lv	-19799,0	13505,0	-6294,0	4360,3	-4985,9	-4113,9	-1933,7
3	Sl	1202,2	0,0	1202,2	-2179,1	548,4	112,6	-976,9
	Sv	7448,7	-19910,6	-12461,9	-674,0	-12664,1	-12798,9	-13135,9
	lv	-27540,9	18407,0	-9133,9	5722,8	-7417,0	-6272,5	-3411,0
4	Sl	1591,2	0,0	1591,2	-2490,4	844,1	346,0	-899,2
	Sv	7576,6	-23092,1	-15515,5	-770,3	-15746,6	-15900,6	-16285,7
	lv	-28745,3	21348,2	-7397,1	6540,4	-5435,0	-4126,9	-856,7
5	Sl	1599,9	0,0	1599,9	-2594,2	821,7	302,8	-994,3
	Sv	7584,2	-24152,5	-16568,4	-802,4	-16809,1	-16969,6	-17370,7
	lv	-28816,6	22328,7	-6487,9	6812,9	-4444,1	-3081,5	325,0
6	Sl	1591,2	0,0	1591,2	-2490,4	844,1	346,0	-899,2
	Sv	7576,6	-23092,1	-15515,5	-770,3	-15746,6	-15900,6	-16285,7
	lv	-28745,3	21348,2	-7397,1	6540,4	-5435,0	-4126,9	-856,7
7	Sl	1202,2	0,0	1202,2	-2179,1	548,4	112,6	-976,9
	Sv	7448,7	-19910,6	-12461,9	-674,0	-12664,1	-12798,9	-13135,9
	lv	-27540,9	18407,0	-9133,9	5722,8	-7417,0	-6272,5	-3411,0
8	Sl	740,2	0,0	740,2	-1660,3	242,1	-89,9	-920,1
	Sv	4021,2	-14608,1	-10587,0	-513,5	-10741,0	-10843,7	-11100,5
	lv	-19799,0	13505,0	-6294,0	4360,3	-4985,9	-4113,9	-1933,7
9	Sl	78,0	0,0	78,0	-933,9	-202,1	-388,9	-855,9
	Sv	3789,6	-7184,7	-3395,1	-288,8	-3481,8	-3539,6	-3684,0
	lv	-17889,2	6642,2	-11247,0	2452,6	-10511,2	-10020,7	-8794,4
10	Sl	-43,5	0,0	-43,5	0,0	-43,5	-43,5	-43,5
	Sv	2051,4	2359,7	4411,1	0,0	4411,1	4411,1	4411,1
	lv	-14110,2	-2181,5	-16291,7	0,0	-16291,7	-16291,7	-16291,7

$\sigma_{t_{max}} =$ 4411,1 4411,1 4411,1 4411,1 kN/m²

$\sigma_{C_{max}} =$ -16568,4 -16809,1 -16969,6 -17370,7 kN/m²

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$
Extr.	S l	-36,0	63,5	-17,0	-4,3	27,4
	S v	4182,8	19,6	4188,7	4192,6	4202,4
	l v	-16120,8	-166,6	-16170,8	-16204,1	-16287,4
0	S l	-43,5	63,5	-24,4	-11,7	20,0
	S v	4410,0	19,6	4415,9	4419,8	4429,6
	l v	-16289,1	-166,6	-16339,1	-16372,5	-16455,8
1	S l	78,0	0,0	78,0	78,0	78,0
	S v	-3395,1	0,0	-3395,1	-3395,1	-3395,1
	l v	-11247,0	0,0	-11247,0	-11247,0	-11247,0
2	S l	740,2	0,0	740,2	740,2	740,2
	S v	-10587,0	0,0	-10587,0	-10587,0	-10587,0
	l v	-6294,0	0,0	-6294,0	-6294,0	-6294,0
3	S l	1202,2	0,0	1202,2	1202,2	1202,2
	S v	-12461,9	0,0	-12461,9	-12461,9	-12461,9
	l v	-9133,9	0,0	-9133,9	-9133,9	-9133,9
4	S l	1591,2	0,0	1591,2	1591,2	1591,2
	S v	-15515,5	0,0	-15515,5	-15515,5	-15515,5
	l v	-7397,1	0,0	-7397,1	-7397,1	-7397,1
5	S l	1599,9	0,0	1599,9	1599,9	1599,9
	S v	-16568,4	0,0	-16568,4	-16568,4	-16568,4
	l v	-6487,9	0,0	-6487,9	-6487,9	-6487,9
6	S l	1591,2	0,0	1591,2	1591,2	1591,2
	S v	-15515,5	0,0	-15515,5	-15515,5	-15515,5
	l v	-7397,1	0,0	-7397,1	-7397,1	-7397,1
7	S l	1202,2	0,0	1202,2	1202,2	1202,2
	S v	-12461,9	0,0	-12461,9	-12461,9	-12461,9
	l v	-9133,9	0,0	-9133,9	-9133,9	-9133,9
8	S l	740,2	0,0	740,2	740,2	740,2
	S v	-10587,0	0,0	-10587,0	-10587,0	-10587,0
	l v	-6294,0	0,0	-6294,0	-6294,0	-6294,0
9	S l	78,0	0,0	78,0	78,0	78,0
	S v	-3395,1	0,0	-3395,1	-3395,1	-3395,1
	l v	-11247,0	0,0	-11247,0	-11247,0	-11247,0
10	S l	-43,5	63,5	-24,4	-11,7	20,0
	S v	4411,1	19,6	4417,0	4421,0	4430,8
	l v	-16291,7	-166,6	-16341,7	-16375,0	-16458,3

$$\sigma_{t_{max}} = 4417,0 \quad 4421,0 \quad 4430,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -16568,4 \quad -16568,4 \quad -16568,4 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_{adm}} = 4211,10 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é:

$$\sigma_{t_{max}} = 4420,95 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -28000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -17370,73 \text{ kN/m}^2$$

Ponte descarregada
Carga permanente + 0,5 Carga móvel
Carga permanente + 0,3 Carga móvel
Será colocada armadura adequada

OK

VIGA B

PAULO MACHADO MASSA
PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

Seção	Fibras	1	2	1+2	3			
		1ª+2ª prot	g1+g2+g3	Fase 4	$\sigma_{pmax}+$ kN/m²	Fase4 + 0,3 σ_{pmax}	Fase4 + 0,5 $\sigma_{pmax}+$	Fase4 + 1,0 σ_{pmax}
Extr.	S l	-36,0	0,0	-36,0	0,0	-36,0	-36,0	-36,0
	S v	2048,7	2134,1	4182,8	0,0	4182,8	4182,8	4182,8
	l v	-14147,8	-1972,9	-16120,8	0,0	-16120,8	-16120,8	-16120,8
0	S l	-43,5	0,0	-43,5	0,0	-43,5	-43,5	-43,5
	S v	2050,3	2359,7	4410,0	0,0	4410,0	4410,0	4410,0
	l v	-14107,6	-2181,5	-16289,1	0,0	-16289,1	-16289,1	-16289,1
1	S l	78,0	0,0	78,0	-491,5	-69,4	-167,7	-413,5
	S v	3789,6	-7184,7	-3395,1	-152,0	-3440,7	-3471,1	-3547,2
	l v	-17889,2	6642,2	-11247,0	1290,9	-10859,8	-10601,6	-9956,1
2	S l	740,2	0,0	740,2	-873,8	478,0	303,3	-133,6
	S v	4021,2	-14608,1	-10587,0	-270,3	-10668,1	-10722,1	-10857,2
	l v	-19799,0	13505,0	-6294,0	2294,9	-5605,5	-5146,6	-3999,1
3	S l	1202,2	0,0	1202,2	-1146,9	858,1	628,7	55,3
	S v	7448,7	-19910,6	-12461,9	-354,7	-12568,3	-12639,3	-12816,6
	l v	-27540,9	18407,0	-9133,9	3012,0	-8230,3	-7627,9	-6121,9
4	S l	1591,2	0,0	1591,2	-1310,7	1198,0	935,8	280,5
	S v	7576,6	-23092,1	-15515,5	-405,4	-15637,1	-15718,2	-15920,9
	l v	-28745,3	21348,2	-7397,1	3442,3	-6364,4	-5675,9	-3954,8
5	S l	1599,9	0,0	1599,9	-1365,4	1190,3	917,3	234,6
	S v	7584,2	-24152,5	-16568,4	-422,3	-16695,1	-16779,5	-16990,7
	l v	-28816,6	22328,7	-6487,9	3585,7	-5412,2	-4695,1	-2902,2
6	S l	1591,2	0,0	1591,2	-1310,7	1198,0	935,8	280,5
	S v	7576,6	-23092,1	-15515,5	-405,4	-15637,1	-15718,2	-15920,9
	l v	-28745,3	21348,2	-7397,1	3442,3	-6364,4	-5675,9	-3954,8
7	S l	1202,2	0,0	1202,2	-1146,9	858,1	628,7	55,3
	S v	7448,7	-19910,6	-12461,9	-354,7	-12568,3	-12639,3	-12816,6
	l v	-27540,9	18407,0	-9133,9	3012,0	-8230,3	-7627,9	-6121,9
8	S l	740,2	0,0	740,2	-873,8	478,0	303,3	-133,6
	S v	4021,2	-14608,1	-10587,0	-270,3	-10668,1	-10722,1	-10857,2
	l v	-19799,0	13505,0	-6294,0	2294,9	-5605,5	-5146,6	-3999,1
9	S l	78,0	0,0	78,0	-491,5	-69,4	-167,7	-413,5
	S v	3789,6	-7184,7	-3395,1	-152,0	-3440,7	-3471,1	-3547,2
	l v	-17889,2	6642,2	-11247,0	1290,9	-10859,8	-10601,6	-9956,1
10	S l	-43,5	0,0	-43,5	0,0	-43,5	-43,5	-43,5
	S v	2051,4	2359,7	4411,1	0,0	4411,1	4411,1	4411,1
	l v	-14110,2	-2181,5	-16291,7	0,0	-16291,7	-16291,7	-16291,7

$\sigma_{t_{max}} = 4411,1 \quad 4411,1 \quad 4411,1 \quad 4411,1 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{c_{max}} = -16568,4 \quad -16695,1 \quad -16779,5 \quad -16990,7 \text{ kN/m}^2$

Seção	Fibras	Fase 4	σ_{pmax} - kN/m ²	Fase4 + $0,3\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $0,5\sigma_{pmax}$ -	Fase4 + $1,0\sigma_{pmax}$
Extr.	S l	-36,0	33,4	-26,0	-19,3	-2,6
	S v	4182,8	10,3	4185,9	4187,9	4193,1
	l v	-16120,8	-87,7	-16147,1	-16164,6	-16208,5
0	S l	-43,5	33,4	-33,4	-26,8	-10,1
	S v	4410,0	10,3	4413,1	4415,2	4420,3
	l v	-16289,1	-87,7	-16315,5	-16333,0	-16376,9
1	S l	78,0	0,0	78,0	78,0	78,0
	S v	-3395,1	0,0	-3395,1	-3395,1	-3395,1
	l v	-11247,0	0,0	-11247,0	-11247,0	-11247,0
2	S l	740,2	0,0	740,2	740,2	740,2
	S v	-10587,0	0,0	-10587,0	-10587,0	-10587,0
	l v	-6294,0	0,0	-6294,0	-6294,0	-6294,0
3	S l	1202,2	0,0	1202,2	1202,2	1202,2
	S v	-12461,9	0,0	-12461,9	-12461,9	-12461,9
	l v	-9133,9	0,0	-9133,9	-9133,9	-9133,9
4	S l	1591,2	0,0	1591,2	1591,2	1591,2
	S v	-15515,5	0,0	-15515,5	-15515,5	-15515,5
	l v	-7397,1	0,0	-7397,1	-7397,1	-7397,1
5	S l	1599,9	0,0	1599,9	1599,9	1599,9
	S v	-16568,4	0,0	-16568,4	-16568,4	-16568,4
	l v	-6487,9	0,0	-6487,9	-6487,9	-6487,9
6	S l	1591,2	0,0	1591,2	1591,2	1591,2
	S v	-15515,5	0,0	-15515,5	-15515,5	-15515,5
	l v	-7397,1	0,0	-7397,1	-7397,1	-7397,1
7	S l	1202,2	0,0	1202,2	1202,2	1202,2
	S v	-12461,9	0,0	-12461,9	-12461,9	-12461,9
	l v	-9133,9	0,0	-9133,9	-9133,9	-9133,9
8	S l	740,2	0,0	740,2	740,2	740,2
	S v	-10587,0	0,0	-10587,0	-10587,0	-10587,0
	l v	-6294,0	0,0	-6294,0	-6294,0	-6294,0
9	S l	78,0	0,0	78,0	78,0	78,0
	S v	-3395,1	0,0	-3395,1	-3395,1	-3395,1
	l v	-11247,0	0,0	-11247,0	-11247,0	-11247,0
10	S l	-43,5	33,4	-33,5	-26,8	-10,1
	S v	4411,1	10,3	4414,2	4416,3	4421,5
	l v	-16291,7	-87,7	-16318,0	-16335,6	-16379,4

$$\sigma_{t_{max}} = 4414,2 \quad 4416,3 \quad 4421,5 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -16568,4 \quad -16568,4 \quad -16568,4 \text{ kN/m}^2$$

As tensões máximas permitidas vale:

$$f_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_{adm}} = 4211,10 \text{ Kn/m}^2$$

A máxima tensão de tração é:

$$\sigma_{t_{max}} = 4416,30 \text{ kN/m}^2$$

A máxima tensão de compressão na parte inferior da viga é:

$$\sigma_{c_{adm}} = -28000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{c_{max}} = -16990,67 \text{ kN/m}^2$$

Ponte descarregada
Carga permanente + 0,5 Carga móvel
Carga permanente + 0,3 Carga móvel
Será colocada armadura adequada

OK

9 - Verificação a rotura

PAULO MACHADO MASSA
PROFESSOR DE PONTES E OBRAS ESPECIAIS DA UERJ

Verificação do momento último de cálculo.

O momento último de resistencia vale:

$$M_u = \phi(A_{sp} \times f_{ps}(d_p - a/2) + A_s \times f_y(d_s - a/2) - A'_s \times f'_y(d'_s - a/2)) =$$

a = distância da linha neutra

$$a = (A_{sp} \times f_{ps} + A_s \times f_y - A'_s \times f'_y) / 0,85f_{ck} \times b =$$

$A_{sp} =$	23,82	cm ²	$f_{pu} =$	200,00	kN/cm ²	$f_y =$	5000,00
$A_s =$	16,08	cm ²	$f_{ck} =$	350,00	kgf/cm ²	$f'_y =$	4300,00
$A'_s =$	8,04	cm ²					
$bw =$	272,50	cm	$dp =$	95,00	cm		
$f_{ps} = f_{pu}[1 - (y_p/b_1)(r_p f_{pu}/f'_c)] =$							
$\phi =$	0,9						
$\rho_p = A_{ps}/bw \ dp =$		0,00092					

Aço RB $y_p =$ 0,28

$$b_1 = 0,85 - (f_{ck} - 280/70) \times 0,05 = 0,80$$

$$f_{ps} = 19631,95 \text{ kgf/cm}^2$$

Daí temos a profundidade da linha neutra a= 6,33 cm

Mu= 4539,522 kNm **Mdmax= 2482,24 kNm** **OK**

Momentos fletores existentes

9.1- Momentos fletores

VIGA A					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Ext	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-16,95
0	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-16,95
1	136,96	181,02	0,00	249,39	0,00
2	251,26	395,28	0,00	443,37	0,00
3	332,90	548,32	0,00	581,92	0,00
4	381,88	640,14	0,00	665,05	0,00
5	398,21	670,75	0,00	692,76	0,00
6	381,88	640,14	0,00	665,05	0,00
7	332,90	548,32	0,00	581,92	0,00
8	251,26	395,28	0,00	443,37	0,00
9	136,96	181,02	0,00	249,39	0,00
10	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-16,95

$$Md1 = 1.00Mge + 1.50Mp+$$

$$Md2 = 1.35Mge + 1.50Mp+$$

$$Md3 + 1.00Mge + 1.50Mp -$$

$$Md4 + 1.35Mge + 1.50Mp -$$

Seção	VIGA A			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Ext	-104,44	-140,99	-129,85	-166,41
0	-104,44	-140,99	-129,85	-166,41
1	692,08	803,37	317,99	429,28
2	1311,59	1537,88	646,54	872,82
3	1754,10	2062,52	881,22	1189,64
4	2019,60	2377,31	1022,02	1379,73
5	2108,10	2482,24	1068,96	1443,09
6	2019,60	2377,31	1022,02	1379,73
7	1754,10	2062,52	881,22	1189,64
8	1311,59	1537,88	646,54	872,82
9	692,08	803,37	317,99	429,28
10	-104,44	-140,99	-129,85	-166,41

VIGA B					
Seção	Mg1	Mg2	Mg3	Mp+	Mp-
Ext	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-8,92
0	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-8,92
1	136,96	181,02	0,00	131,26	0,00
2	251,26	395,28	0,00	233,35	0,00
3	332,90	548,32	0,00	306,27	0,00
4	381,88	640,14	0,00	350,03	0,00
5	398,21	670,75	0,00	364,61	0,00
6	381,88	640,14	0,00	350,03	0,00
7	332,90	548,32	0,00	306,27	0,00
8	251,26	395,28	0,00	233,35	0,00
9	136,96	181,02	0,00	131,26	0,00
10	-9,98	-94,45	0,00	0,00	-8,92

$$\begin{aligned} \text{Md1} &= 1.00\text{Mge} + 1.50\text{Mp+} \\ \text{Md2} &= 1.35\text{Mge} + 1.50\text{Mp+} \\ \text{Md3} &= 1.00\text{Mge} + 1.50\text{Mp-} \\ \text{Md4} &= 1.35\text{Mge} + 1.50\text{Mp-} \end{aligned}$$

Seção	VIGA B			
	Md1	Md2	Md3	Md4
Ext	-104,44	-140,99	-117,81	-154,37
0	-104,44	-140,99	-117,81	-154,37
1	514,88	626,17	317,99	429,28
2	996,56	1222,85	646,54	872,82
3	1340,63	1649,05	881,22	1189,64
4	1547,06	1904,77	1022,02	1379,73
5	1615,88	1990,01	1068,96	1443,09
6	1547,06	1904,77	1022,02	1379,73
7	1340,63	1649,05	881,22	1189,64
8	996,56	1222,85	646,54	872,82
9	514,88	626,17	317,99	429,28
10	-104,44	-140,99	-117,81	-154,37

Seção	Md _{max} +	Md _{max} -
	kNm	kNm

Ext	-104,44	-166,41
0	-104,44	-166,41
1	803,37	317,99
2	1537,88	646,54
3	2062,52	881,22
4	2377,31	1022,02
5	2482,24	1068,96
6	2377,31	1022,02
7	2062,52	881,22
8	1537,88	646,54
9	803,37	317,99
10	-104,44	-166,41

$$\begin{aligned} f_{ck} &= 28571,43 \text{ kN/m}^2 \\ f_{yk} &= 43,48 \text{ kN/m}^2 \\ h &= 1,000 \text{ m} \\ b_{ws} &= 2,73 \text{ m} \\ b_{wi} &= 0,44 \text{ m} \\ f_{yk190} &= 160,00 \text{ kN/m}^2 \\ h_{\text{sec 01}} &= 0,60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{w0} &= 0,27 \text{ m} \\ b_{wv} &= 0,27 \text{ m} \\ h_{\text{mesa sup}} &= 2,73 \text{ m} \\ h_{\text{mesa inf}} &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

Para as armaduras positivas temos

Seção	Md(kNm)	kMd	kz	kx	x LN(m)	As _{inf} (cm ²)	Aexist	Asnec
Ext	0,00	0,000	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00 cm ²
0	0,00	0,000	0,988	0,030	0,02	0,00	0,00	0,00 cm ²
1	803,37	0,010	0,984	0,040	0,03	5,87	14,95	-29,07 cm ²
2	1537,88	0,020	0,980	0,050	0,04	11,28	19,01	-24,73 cm ²
3	2062,52	0,026	0,976	0,060	0,05	15,19	23,57	-26,81 cm ²
4	2377,31	0,031	0,972	0,070	0,06	17,58	23,57	-19,16 cm ²
5	2482,24	0,032	0,972	0,070	0,06	18,36	23,57	-16,68 cm ²
6	2377,31	0,031	0,972	0,070	0,06	17,58	23,57	-19,16 cm ²
7	2062,52	0,026	0,976	0,060	0,05	15,19	23,57	-26,81 cm ²
8	1537,88	0,020	0,980	0,050	0,04	11,28	19,01	-24,73 cm ²
9	803,37	0,010	0,980	0,050	0,04	5,89	14,95	-28,99 cm ²
10	0,00	0,000	0,990	0,025	0,02	0,00	4,56	-14,59 cm ²

Por ocasião da protensão na bancada, existe tensões de tração na fibra superior da viga

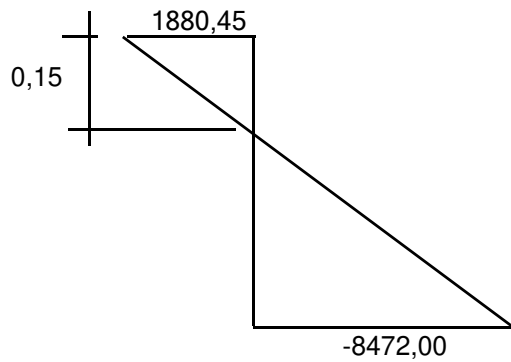
Daí, temos:

A posição da LN é: 0,15 m

A altura média da mesa superior vale = 0,00 m

$\sigma_{\text{tração}} = 1880,45 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_{\text{comp}} = -8472,00 \text{ kN/m}^2$



$F_t = 39,20 \text{ kN}$

$A_s = 1,26 \text{ cm}^2$

|| 1 Ø 16
1 Ø 20
1 Ø 25

Por ocasião da 2ª protensão, existe tensões de tração na fibra superior da viga

Daí, temos:

$\sigma_{\text{tração}} = 2192,22 \text{ kN/m}^2$ A posição da LN é: 0,07 m

$\sigma_{\text{comp}} = -25573,60 \text{ kN/m}^2$

$F_t = 32,37 \text{ kN}$

$A_s = 0,74 \text{ cm}^2$

|| 1 Ø 16
1 Ø 20
1 Ø 25

9.2- Esforços cortantes

VIGA A					
Seção	Vg1	Vg2	Vg3	Vp+	Vp-
0esq	-12,10	-68,59	0,00	0,00	0,00
0dir	77,38	145,06	0,00	132,94	1,61
1	61,91	116,05	0,00	107,98	-2,92
2	46,43	87,04	0,00	85,66	-6,86
3	30,95	58,03	0,00	65,96	-13,43
4	15,48	29,01	0,00	48,88	-22,62
5	0,00	0,00	0,00	34,44	-34,44
6	-15,48	-29,01	0,00	22,62	-48,88
7	-30,95	-58,03	0,00	13,43	-65,96
8	-46,43	-87,04	0,00	6,86	-85,66
9	-61,91	-116,05	0,00	2,92	-107,98
10esq	-77,38	-145,06	0,00	1,61	-132,94
10dir	12,10	68,59	0,00	0,00	0,00

Envoltória de dimensionamento

$V_{d1} = 1.00V_{ge} + 1.50V_{p+}$

$V_{d2} = 1.35V_{ge} + 1.50V_{p+}$

$V_{d3} = 1.00V_{ge} + 1.50V_{p-}$

$V_{d4} = 1.35V_{ge} + 1.50V_{p-}$

VIGA A				
Seção	Vd1	Vd2	Vd3	Vd4
0esq	-80,69	-108,93	-80,69	-108,93
0dir	421,85	499,70	224,85	302,71
1	339,93	402,21	173,58	235,86
2	261,95	308,67	123,18	169,89
3	187,91	219,06	68,84	99,98
4	117,82	133,39	10,56	26,13
5	51,66	51,66	-51,66	-51,66
6	-10,56	-26,13	-117,82	-133,39
7	-68,84	-99,98	-187,91	-219,06
8	-123,18	-169,89	-261,95	-308,67
9	-173,58	-235,86	-339,93	-402,21
10esq	-220,04	-297,89	-421,85	-499,70
10dir	80,69	108,93	80,69	108,93

Dimensionamento

$$\begin{aligned}
 h &= 1,05 \text{ m} & f_{ct,m} &= 0,3f_{ck}^{2/3} = 3508,83 \text{ kN/m}^2 \\
 d &= 0,95 \text{ m} & f_{ctd} &= 0,7 \cdot f_{ctm} / \gamma = 1754,413 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{ck} &= 40,00 \text{ MPa} \\
 f_{cd} &= 28571,43 \text{ kN/m}^2 \\
 f_{yk} &= 500,00 \text{ MPa} \\
 f_{yd} &= 43,48 \text{ kN/cm}^2 \\
 \alpha_{v2} &= 0,84
 \end{aligned}$$

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

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

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

VIGA A						
Seção	bw (m)	Vsd (kN)	Vrd2 kN/m²		Vc0 kN/m²	As/s
0esq	0,235	-108,93	1446,66	OK	235,00	0,00
0dir	0,235	499,70	1446,66	OK	235,00	7,12
1	0,235	402,21	1446,66	OK	235,00	4,50
2	0,235	308,67	1446,66	OK	235,00	1,98
3	0,235	219,06	1446,66	OK	235,00	0,00
4	0,235	133,39	1446,66	OK	235,00	0,00
5	0,235	51,66	1446,66	OK	235,00	0,00
6	0,235	133,39	1446,66	OK	235,00	0,00
7	0,235	219,06	1446,66	OK	235,00	0,00
8	0,235	308,67	1446,66	OK	235,00	1,98
9	0,235	402,21	1446,66	OK	235,00	4,50
10esq	0,235	499,70	1446,66	OK	235,00	7,12
10dir	0,235	108,93	1446,66	OK	235,00	0,00

Envoltória de fadiga

$$V1 = V_g + 0,5V_{p+} \quad \sigma_{s1} = (V1 - 0,5V_{c0}) / 0,9d \text{ Asw/s} \quad \Delta s_{d,fadiga} = 10,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$V2 = V_g + 0,5V_{p-} \quad \sigma_{s2} = (V2 - 0,5V_{c0}) / 0,9d \text{ Asw/s}$$

$$ff = (\sigma_{s1} - \sigma_{s2}) / \Delta s_{d,fadiga} =$$

VIGA A								
Seção	V1	V2	0,5Vc0 kN/m²	(As/s)	σ_{s1} (kN/cm²)	σ_{s2} (kN/cm²)	ff	ff(As/s)fa d
0esq	-80,69	-80,69	117,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0dir	288,91	223,25	117,50	7,12	28,16	17,37	1,03	7,31
1	231,95	176,50	117,50	4,50	29,76	15,34	1,37	6,18
2	176,30	130,04	117,50	1,98	34,70	7,40	2,60	5,15
3	121,96	82,26	117,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4								

Resumo das armaduras

Seção	Viga A	$As/s, \min = bw \cdot 0,2 \cdot f_{ctm}/f_{yx} =$
-------	--------	--

	As/s cm ² /m	As/s.min cm ² /m	As/s.adot. cm ² /m
0esq	0,00	3,30	3,30
0dir	7,31	3,30	7,31
1	6,18	3,30	6,18
2	5,15	3,30	5,15
3	0,00	3,30	3,30
4	0,00	3,30	3,30

9.3- Ligação da laje com a viga

Mestático= 0,103 m³ b= 0,44 m J= 0,07732 m⁴

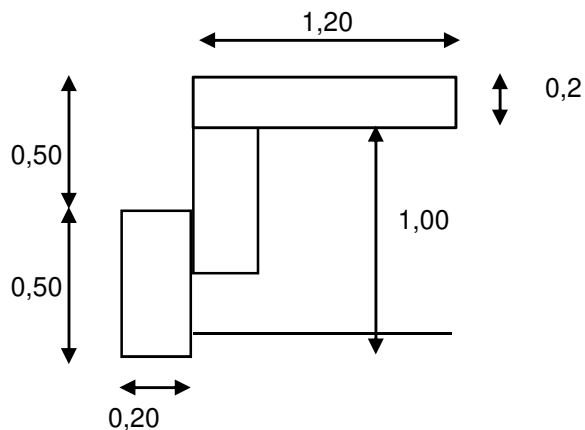
Seção	Vd (kN)	Td kN/m ²	ρ cm/m ²	As/s
0esq	-108,93	330,77	7,60	3,35
0dir	499,70	1517,33	34,88	15,35
1	402,21	1221,31	28,08	12,35
2	308,67	937,25	21,55	9,48
3	219,06	665,16	15,29	6,73
4	133,39	405,02	9,31	4,10

10. Vigas transversais

10.1 Cortina

e= 0,20 m
h= 1,20 m
L = 2,90 m
Lb = 1,100 m

fck= 35,00 Mpa



Área= 0,4400 m²

Os esforços a seguir foram obtidos na resolução da viga em quetão

carga oermanente

g = 11,00 kN/m	Mneg = -6,66 kNm	fck = 35,00 MPa
	Mpos = 4,91 kNm	fcd = 25000,00 kN/m ²
	Vg = 15,95 kN	f _{yk} = 500,00 MPa
		f _{yd} = 43,48 kN/cm ²

Carga movel

$$P = 12,50 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{neg} = -7,56 \text{ kNm}$$

$$M_{pos} = 13,14 \text{ kNm}$$

Flexão

$$V_p = 18,13 \text{ kN}$$

Armadura positiva

$$M_d = 26,34 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,001$$

$$k_z = 0,90$$

$$A_s = 0,61 \text{ cm}^2$$

Armadura negativa

$$M_d = -20,33 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = 0,003$$

$$k_z = 0,90$$

$$A_s = 0,47 \text{ cm}^2$$

Cisalhamento

$$h = 1,20 \text{ m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3209,97 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 1,10 \text{ m}$$

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot f_{ct,m} / \gamma = 1604,983 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 25000,00 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$\alpha_{v2} = 0,86$$

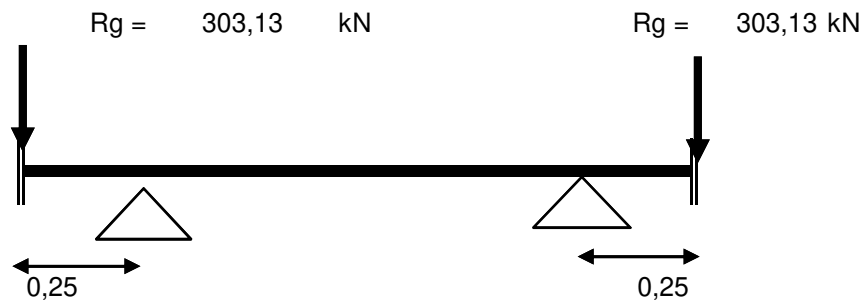
$$V_{rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d =$$

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

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

VIGA A						
Seção	b _w (m)	V _{sd} (kN)	V _{rd2} kN/m ²		V _{c0} kN/m ²	A _s /s
0	0,200	48,72	1277,10	OK	211,86	0,00

10.2 Transversinas



$b = 0,20 \text{ m}$
 $h = 0,50 \text{ m}$
 $d = 0,45 \text{ m}$

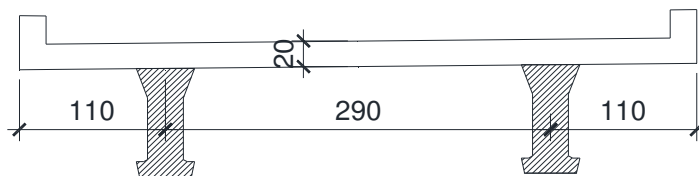
Flexão

$M = 75,78 \text{ kNm}$ $M_d = 106,10 \text{ kNm}$
 $k_{md} = 0,0748$ $k_z = 0,90$ $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$

Cisalhamento

VIGA A						
Seção	$b_w \text{ (m)}$	$V_{sd} \text{ (kN)}$	$V_{rd2} \text{ kN/m}^2$		$V_{c0} \text{ kN/m}^2$	A_s/s
0	0,200	363,76	522,45	OK	86,67	15,74

11. Cálculo da laje superior



$h_{\text{laje}} = 0,200 \text{ m}$
 $L_{\text{laje}} = 2,90 \text{ m}$
 $L_{\text{bal}} = 1,10 \text{ m}$

Carga permanente

$g = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $M_{\text{neg}} = -3,03 \text{ kNm}$ $f_{ck} = 35,00 \text{ MPa}$
 $M_{\text{pos}} = 2,23 \text{ kNm}$ $f_{cd} = 25000,00 \text{ kN/m}^2$
 $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$ $f_{yk} = 500,00 \text{ MPa}$
 $M_{\text{neg}} = -3,03 \text{ kNm}$ $f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$
 $M_{\text{pos}} = 5,26 \text{ kNm}$

Flexão

Armadura positiva

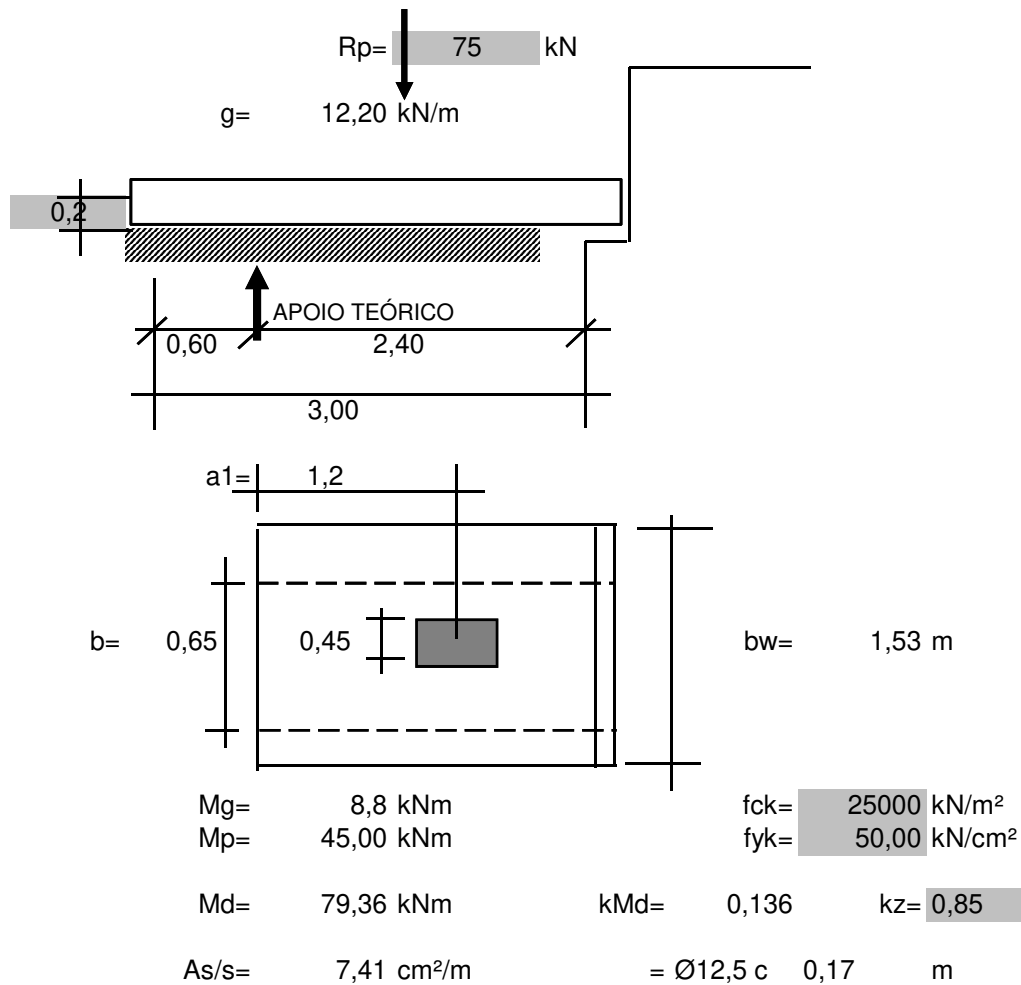
$M_d = 10,90 \text{ kNm}$ $k_{md} = 0,019$ $k_z = 0,90$
 $A_s = 1,86 \text{ cm}^2$

Armadura negativa

$M_d = -8,62 \text{ kNm}$ $k_{md} = 0,015$ $k_z = 0,90$
 $A_s = 1,47 \text{ cm}^2$

11.1 Dimensionamento da laje de transição

O dimensionamento será feito com o posicionamento de uma roda do veículo tipo em sua posição



Na direção secundária colocaremos 1/4 da armação principal

$A_{s/s} = 1,85$ cm²/m Ø10 c 0,43 m

Reações verticais da superestrutura

Peso próprio da viga	Peso da laje superior
----------------------	-----------------------

$R_{g1Va} = 89,48$ kN $R_{g2Va} = 213,65$ kN
 $R_{g1Vb} = 89,48$ kN $R_{g2Vb} = 213,65$ kN

Reações da carga móvel

VIGA - A max	Vão L = 21,10 m
R Q	Bal1 = 0,35 m
0,00 12,45	Bal2 = 1,65 m
VIGA - B cor	Ltrans = 3,00
0,00 6,55	Vão total = 21,45 m

Máxima reação na viga A

$R_{pVa} = 172,80$ kN
 $R_{pVb} = 90,95$ kN