



O Contorno de Tamboril foi elaborado em pista simples contornando a cidade de mesmo nome pelo lado norte, sentido Sudoeste- Nordeste em relação ao município. O mesmo tem o intuito de atender a demanda de tráfego entre as vias de ligação entre as rodovias CE-266 à CE-176, sendo que as mesmas interligam o município à outras cidades da região como Santa Quitéria, Boa Viagem, Crateús, Independência Nova Russas e Monsenhor Tabosa.

O Contorno foi planejado para desviar o tráfego de veículos comerciais de longa distância, aliviando o tráfego de dentro da cidade principalmente de tráfego pesado, e assim, aumentará a mobilidade viária na cidade do Tamboril, além de reduzir o tempo de viagem e os custos de transportes.

O trecho em estudo tem traçado predominantemente ondulado, tendo sua importância ligada ao escoamento da produção agropecuária da região.

O projeto foi elaborado adotando todas as especificações rodoviárias e dentro das normas de preservação ambiental, com interação ao que estabelece a Lei nº 12.587, de 03 de janeiro 2012, denominada de Lei da Política Nacional de Mobilidade Urbana.

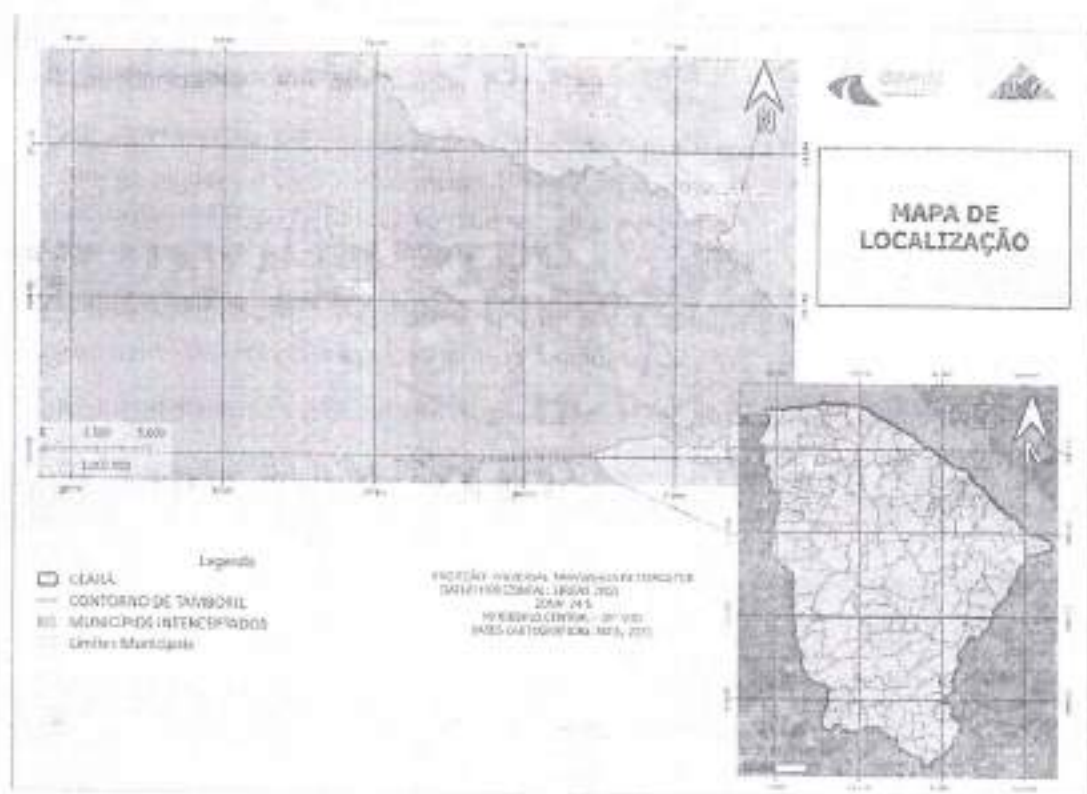


Figura 2 – Mapa de Localização do trecho Contorno de Tamboril.



4. PONTE SOBRE O RIO ACARAÚ



4.1. GEOMETRIA

A ponte ficará localizada na estaca 108+12,00 do projeto geométrico do trecho Contorno de tamboril, num segmento em tangente, conforme imagem a seguir.



Figura 3 - Imagem Retirada do Projeto Geométrico do trecho contorno de tamboril

4.1.1 - Superestrutura

A ponte a ser implantada sobre o Rio Acaraú, com base no projeto geométrico, apresenta 45,0 metros de comprimento e subdividida em 02 vãos de 22,5 metros.

A seção transversal é constituída por uma faixa de rolamento de 8,00 metros de duas barreira new Jersey de 0,40m totalizando 8,80 metros de largura do tabuleiro, com caimento transversal de 2,0%, conduzindo as águas pluviais para as laterais do tabuleiro, conforme seção transversal a seguir.

O tabuleiro é composto uma laje de 20cm com pigadeiras em suas extremidades e drenos de 100mm a cada 4m. Também esta sendo previsto pre - lajes de 7cm de espessura com dimensões de 165 x 50cm e lajes de transição de 4x7,90m.

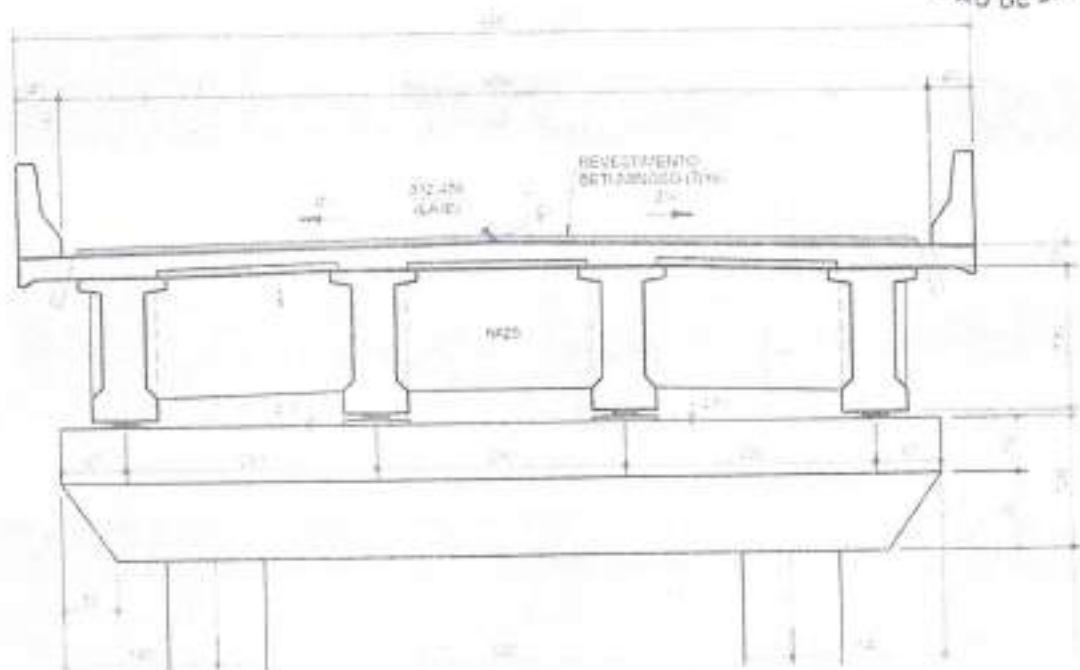


Figura 4 - Seção transversal da ponte

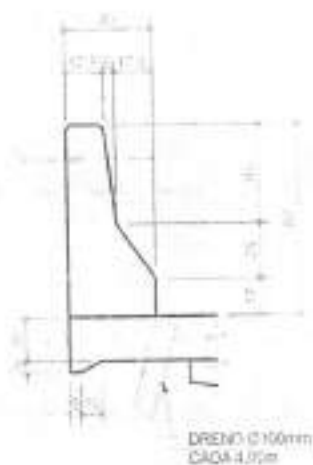


Figura 5 - Seção da barreira new Jersey

As vigas transversais dos apoios e dos vãos são em concreto protendido com seção retangular de 60x130cm, tipo "I", serão desligadas da laje do tabuleiro, simplificando e idealizando o molelo tradicional de 04 longarinas.

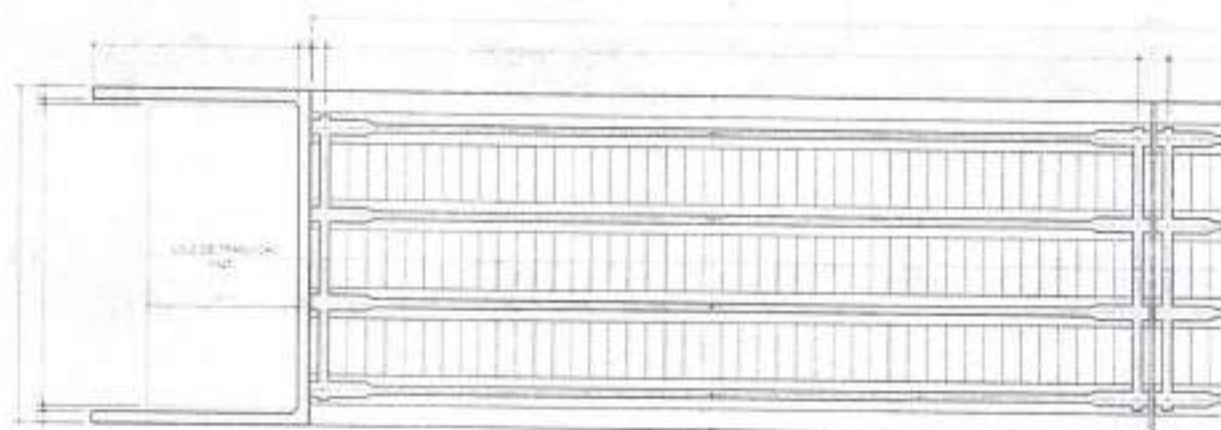


Figura 6 - Seção da vista inferior do tabuleiro

As cortinas de extremidade serão compostas por alas e dentes para contenção frontal e lateral dos aterros.

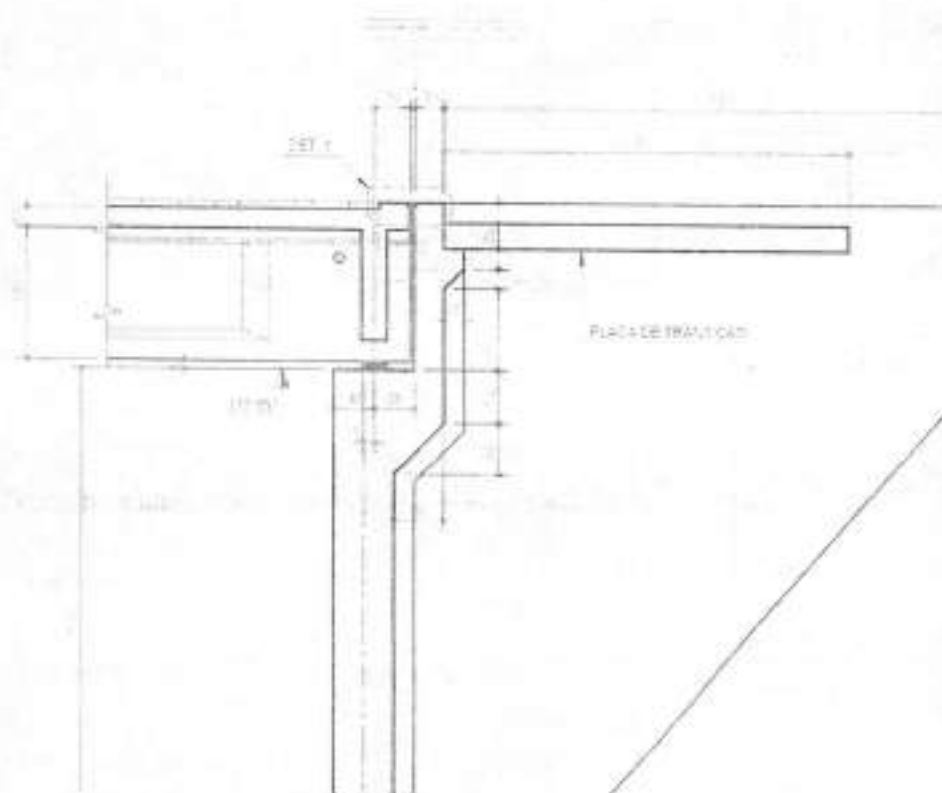


Figura 7 - Detalhe das cortinas e Alas



4.1.2 - Mesoestrutura

A sua mesoestrutura será composta por 02 pilares circulares de 90cm de diâmetro e vigas de travamento transversal no topo de 8,10x1,20m. Seus encontros serão do tipo pila parede.

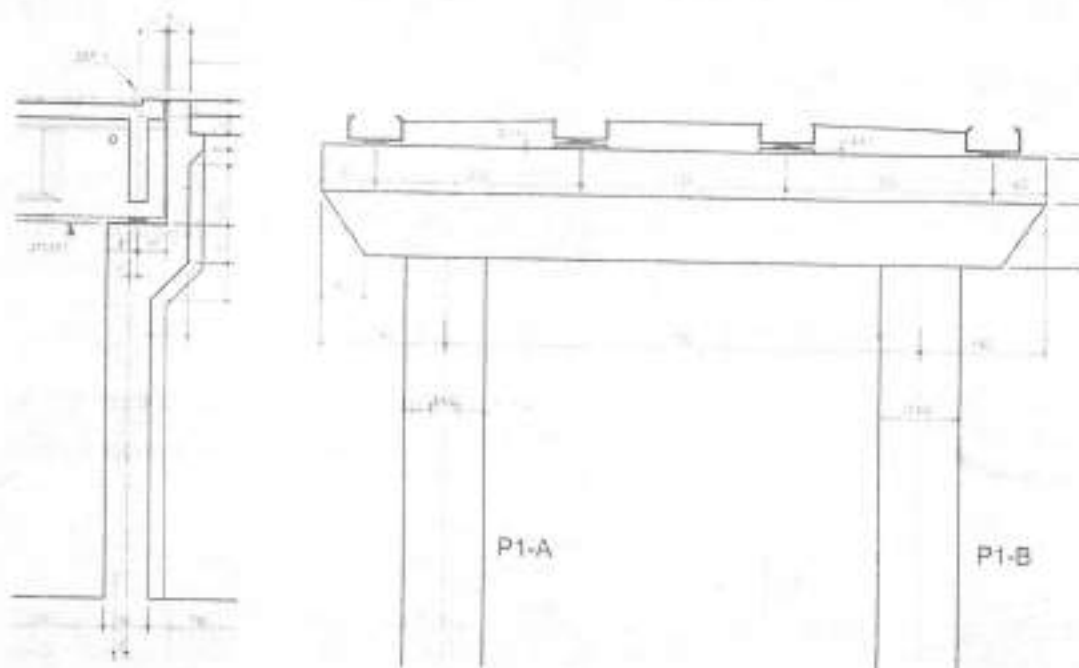


Figura 8 - Detalhes da Mesoestrutura

4.1.3 - Infraestrutura

A infraestrutura esta prevista ser em estaca raiz com blocos de concreto de 3,30x1,60 e estacas de 400mm, conforme projeto executivo;

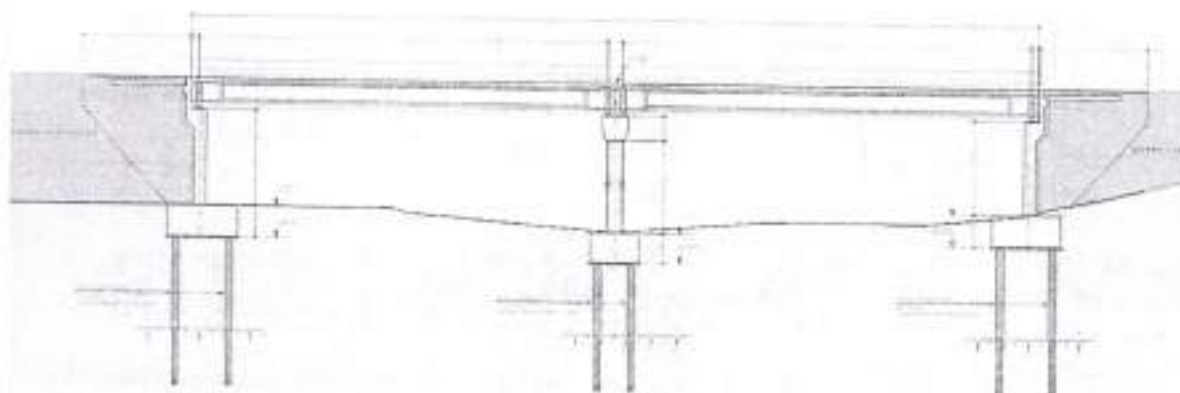


Figura 9 - Vista Longitudinal

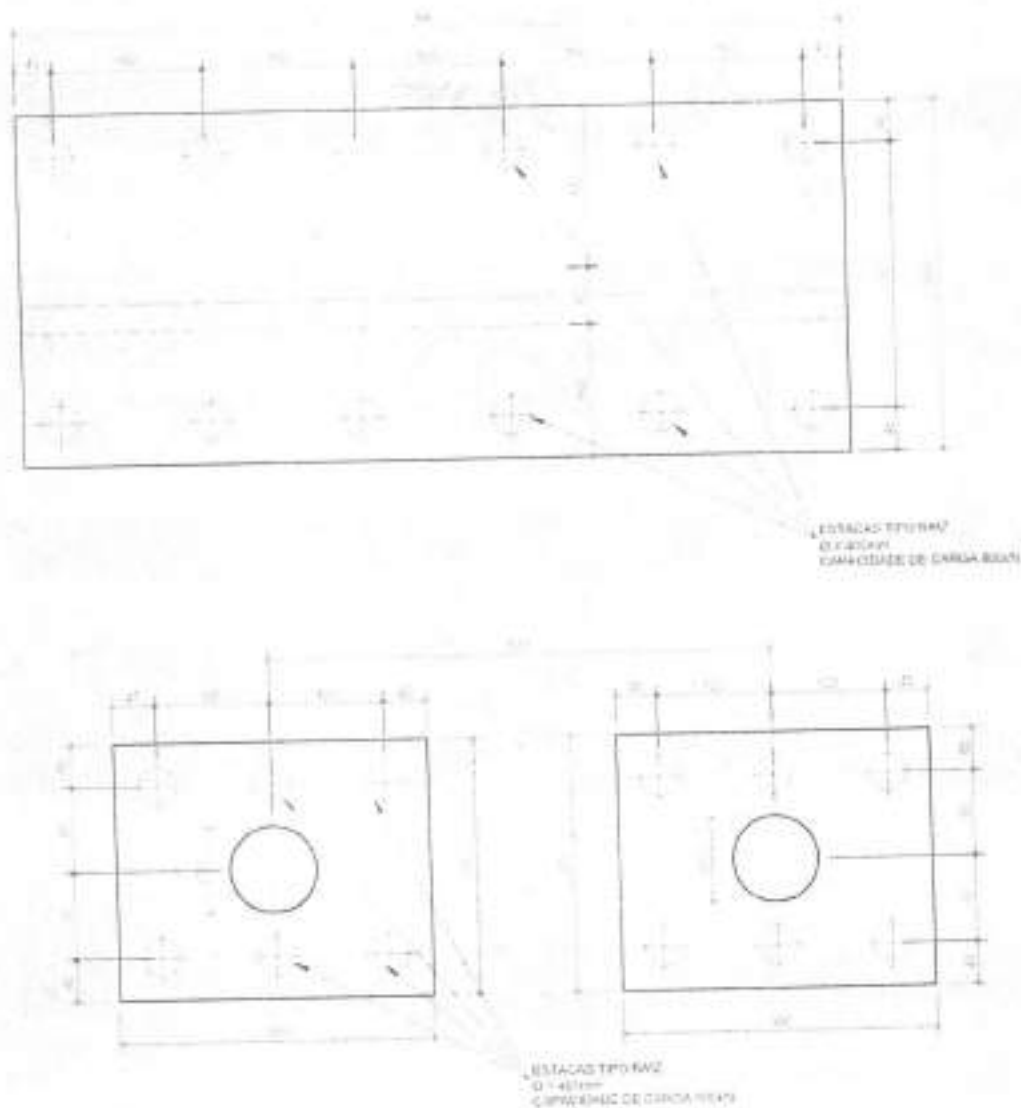


Figura 10 – Detalhe dos Blocos



ARMAÇÃO DAS ESTACAS RAIZ

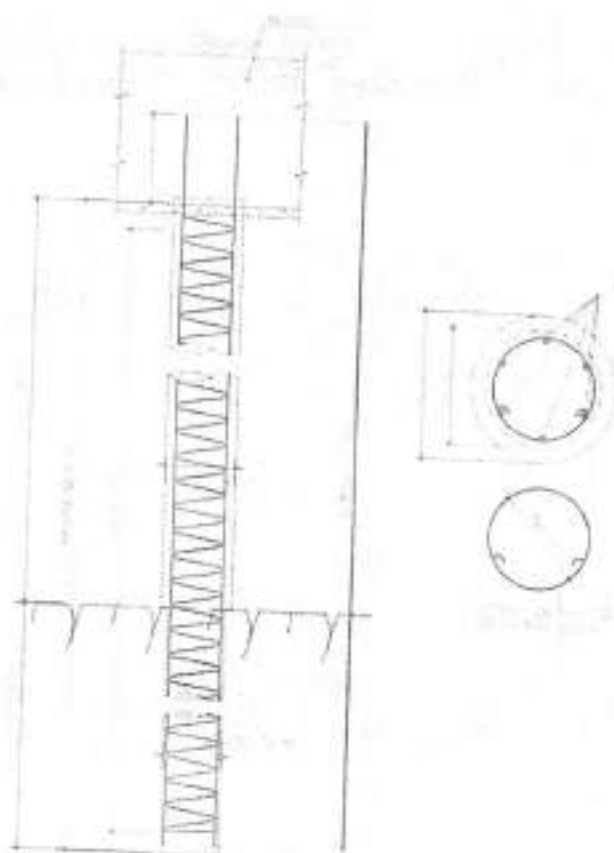


Figura 11 – Detalhe das Estacas Raiz e Blocos Centrais

4.1.4 – Características do Concreto

Concreto estrutural : $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ para as longarinas, lajes, pilares e vigas;

Concreto estrutural : $f_{ck} \geq 30 \text{ MPa}$ para as sapatas;

Concreto estrutural : $f_{ck} \geq 25 \text{ MPa}$ para as guarda-rodas e lajes de transição.



4.2. ESTUDO HIDROLÓGICO

A apresentação do estudo hidrológico a seguir, tem como base no Volume 1 – Relatório do Projeto do trecho Contorno de Tamboril.

4.2.1 - Metodologia

Para a determinação dos elementos hidrológicos de cada bacia foi utilizada a publicação do Engº Otto Pfafstetter "Chuvas Intensas no Brasil" aplicado aos dados relativos às chuvas do posto de Quixeramobim, no estado do Ceará, que melhor se assemelha à região cortada pelo traçado.

4.2.1.1 – Intensidade da Chuva (i)

A determinação da intensidade de chuva foi obtida a partir da seguinte expressão:

$$I = 60 \cdot P / T_c$$

I - intensidade da chuva (em mm/h);

P - precipitação (em mm);

T_c - tempo de concentração (em min).

4.2.1.2 – Precipitação (P)

A precipitação "P" foi determinada a partir da expressão:

$$P = K [a \cdot t + b \cdot \log (1+c \cdot t)]$$

$$a = 0,20$$

$$b = 17$$

$$c = 60$$

t - duração (em horas)

K - fator de probabilidade

$$K = T^{(\alpha + \frac{\beta}{T})}$$

T - tempo de recorrência (em anos)

α e β - parâmetros variáveis com a duração



$$\gamma = 0,25$$

4.2.1.3 - Tempo de Concentração (Tc)

A Intensidade de chuva (I) para cada bacia foi obtida considerando a duração da chuva igual ao Tempo de Concentração (Tc) da bacia.

Os Tempos de Concentração (Tc) foram calculados usando-se a expressão de Kirpich Modificada, proposta pelo "California Highways and Public Roads":

$$T_c = 85,2 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385}$$

Onde: Tc - tempo de concentração (em minutos);

L - extensão do talvegue (em km);

H - diferença de nível (em metros).

4.2.1.4 - Tempo de Recorrência (Tr)

Foram adotados os seguintes tempos de recorrência: Tr = 50 anos e Tr = 100 anos.

4.2.2 - Vazão de Projeto

Para Obras de Arte Especiais como a obra em estudo (ponte) que tem uma área de contribuição superior a 10 km² a vazões é calculada pelo Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT), apresentado a seguir.



Os parâmetros do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) para uma chuva efetiva $R = 58,05$ seguintes:



$$Q_p = 2,08 \times (A / t_p)$$

$$t_p = (D / 2) + 0,6 t_c$$

$$D = t_c / 5$$

$$t_c = 0,95 (L^3 / H)^{0,585}$$

$$t_r = 1,67 \times t_p$$

$$t_b = 2,67 \times t_p$$

Q_p - descarga de pico (em m^3/s);

A - área da bacia hidrográfica (em km^2);

t_p - tempo de pico (em hora);

D - duração da chuva (em hora);

t_c - tempo de concentração (em hora);

L - linha de fundo da bacia (em km);

H - desnível da bacia (em metros);

t_r - tempo de recessão (em hora);

t_b - tempo de base (em hora).

A influência da distribuição da chuva na área foi considerada utilizando-se a relação chuva na área / chuva pontual pela fórmula empírica apresentada a seguir conforme a publicação do trabalho "Práticas Hidrológicas" do Engenheiro Jaime Taborga Torrico.

$$P / P_0 = 1 - w \cdot \log A/A_0$$

$P \rightarrow$ precipitação média sobre a bacia;



$P_0 \rightarrow$ precipitação pontual no centro de gravidade da bacia;

$W \rightarrow$ fator regional, em função das relações chuva / área / tempo de duração;

$A \rightarrow$ área da bacia;

$A_0 \rightarrow$ área base, na qual $P = P_0$ ($A_0 = 25 \text{ km}^2$)

No Brasil as pesquisas indicam um valor médio de $w = 0,10$; portanto:

$$P / P_0 = 1 - 0,10 \cdot \log A/25$$

A Chuva Efetiva "R" foi calculada em função da Precipitação total "P", na duração total da chuva, através das curvas do complexo Solo / Vegetação, utilizada pelo "Soil Conservation Service" – S.C.S, cuja Fórmula é apresentada a seguir:

$$R = [P - (5080/N) + 50,8]^2 / [P + (20320/N) - 203,2]$$

R - chuva efetiva (em mm);

P - precipitação total (em mm);

N - número representativo do complexo solo x vegetação.

As ordenadas de chuva podem ser facilmente obtidas do triângulo unitário, para cada tempo t_i ou t'_i , por semelhança de triângulos. Até o tempo de pico t_p a ordenada unitária q_i , para 1 cm de precipitação, pode ser calculada de acordo com a seguinte expressão:

$$q_i / t_i = q_p / t_p \rightarrow q_i = (t_i / t_p) \cdot q_p \quad p / t_i < t_p$$

Após o tempo de pico, a relação se altera para:

$$q'_i / (t_b - t'_i) = q_p / t_r \rightarrow q'_i = ((t_b - t'_i) / t_r) \cdot q_p \quad p / t_i > t_p$$



Volume 1 - Edital do Projeto

Para o cálculo das descargas da enchente de projeto devem-se re-agrupar os acréscimos de precipitação de sequência mais provável para formar a tempestade que a provoca.

O tempo de concentração serve de parâmetro para a duração das precipitações a ser considerada no Hidrograma sintético, visto que é o tempo mínimo necessário para que toda a área da bacia hidrográfica contribua para o escoamento superficial de projeto.

- calculam-se as chuvas efetivas (q_i) parciais para os tempos t_i por simples diferença:

$$P_{e_i} = P_{e_{i-1}};$$

- conhecidas as chuvas efetivas parciais q_i , procede-se à construção de tabela típica da obtenção dos valores de Q_i , pelo método hidrógrafo unitário:

$$Q_i = q_1\mu_1 + q_2\mu_2 + q_3\mu_3 + \dots + q_n\mu_n$$

A vazão afluente calculada pelo método do Hidrograma Unitário Triangular - HUT para a bacias da ponte é apresentada no quadro a seguir.

Quadro 1 - Bacias com área superior a 10 km²

BACIA	LOCAL (estaca)	TALVEGUE TRANSPOSTO	ÁREA BACIA (km ²)	LINHA FUNDO (km)	DESNÍVEL DA BACIA (m)	VAZÃO AFLUENTE (m ³ /s)		
						T = 25 anos	T = 50 anos	T = 100 anos
B-08	108+12,00	Rio Acaraú	282,82	50,40	775,00	-	279,64	353,00



Quadro 2 - Cálculo da vazão afluente para 50 anos

BACIA DE RIO ACARAÚ												
COMPOSIÇÃO DOS HIDROGRAMAS TRIANGULARES SUCESSIVOS CÁLCULO DOS VALORES DE Q(i)												
(i)	q(i)	Q(1)	Q(2)	Q(3)	Q(4)	Q(5)	Q(6)	Q(7)	Q(8)	Q(9)	Q(10)	Q(totál)
1,36	35,38	43,66										43,66
2,71	70,76	87,32	25,08									112,40
4,07	106,14	130,98	50,17	17,73								198,87
5,43	113,24	139,74	75,29	35,45	11,43							261,87
6,79	92,05	113,59	89,29	53,18	22,86	9,73						279,64
8,14	70,87	87,45	65,28	54,73	34,28	19,46	4,35					271,54
9,50	49,68	63,31	50,25	46,12	36,58	28,19	14,70	6,58				246,71
10,86	28,49	35,16	35,22	31,31	29,73	31,14	23,05	13,16	5,77			210,74
12,22	7,31	9,00	20,20	24,89	32,18	25,31	26,72	19,74	11,53	5,31		165,63
13,57	0,00	0,00	5,18	14,27	16,05	19,49	21,72	21,06	17,30	10,61	1,95	127,64
14,93			0,00	3,66	9,20	13,68	16,73	17,12	18,48	15,92	3,89	98,64
16,29				0,00	2,36	7,83	11,72	13,18	15,00	16,98	5,84	72,95
17,65					0,00	2,01	6,72	8,24	11,55	13,81	6,23	49,56
19,00						0,00	1,73	5,30	8,10	10,63	5,08	30,83
20,36							0,00	1,36	4,64	7,45	3,90	17,35
21,72								0,00	1,19	4,27	2,73	8,20
23,07									0,00	1,10	1,57	2,66
24,43										0,00	0,40	0,40
25,79											0,00	0,00

CÁLCULO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR

Localização:	Estação 108+12,00		
Talvegue transposto:	BACIA 08		
Área da bacia (km²):	262,32		
Diferença de nível (m):	715,60		
Linha de fundo (km):	50,45		
Curva solo - vegetação:	70		
Tempo de recorrência (ano):	50		

Declividade da bacia (m/km):	13,38		
Tempo de concentração (hora):	6,79		
Duração total (hora):	5,00		
Coeficiente de redução (P/P ₀):	0,89		

D ₀ =	1,36	T ₀ =	7,93	Q(t ₀) =	223,83
T ₀ =	4,75	T ₀ +	12,68		

POSTO DE QUEBRAMOBRA		
a	b	c
0,2	17	60

(i)	(t ₀)	q(i)	q(i')	P ₀ (mm)	P(mm)	R ₁ (cm)	q(i)(cm)	t _c (min)	k ₂ /T=25	gamma	alfa	beta
1	1,36	35,38	0,00	73,1	65,1	1,234	1,234	81	2,227	0,25	0,168	0,120
2	2,71	70,76	0,00	88,2	78,5	1,943	0,709	163	2,310	0,25	0,168	0,120
3	4,07	106,14	0,00	97,7	87,0	2,444	0,501	244	2,357	0,25	0,174	0,120
4	5,43	0,00	113,24	103,6	90,3	2,767	0,323	326	2,363	0,25	0,175	0,120
5	6,79	0,00	92,05	108,4	96,5	3,042	0,275	407	2,370	0,25	0,175	0,120
6	8,14	0,00	70,87	112,5	100,1	3,278	0,236	489	2,375	0,25	0,176	0,120
7	9,50	0,00	49,68	115,6	102,9	3,464	0,186	570	2,370	0,25	0,175	0,120
8	10,86	0,00	28,49	118,3	105,3	3,627	0,163	652	2,366	0,25	0,175	0,120
9	12,22	0,00	7,31	120,6	107,5	3,777	0,150	733	2,367	0,25	0,175	0,120
10	13,58	0,00	0,00	121,7	108,3	3,832	0,055	761	2,361	0,25	0,174	0,120



Quadro 3 - Cálculo da vazão afluente para 100 anos

BACIA 08												
RIO ACARAÚ												
COMPOSIÇÃO DOS HIDROGRAMAS TRIANGULARES SUCESSIVOS												
CÁLCULO DOS VALORES DE Q(i)												
(i)	q(i)	Q(1)	Q(2)	Q(3)	Q(4)	Q(5)	Q(6)	Q(7)	Q(8)	Q(9)	Q(10)	Q(totai)
1,38	34,85	56,94										56,94
2,76	69,70	113,89	31,43									145,32
4,13	104,56	170,85	62,87	21,71								255,43
5,51	111,55	182,27	94,31	41,42	13,70							333,70
6,89	90,68	148,17	102,62	65,14	27,39	11,67						353,09
8,27	69,83	114,07	81,79	66,50	41,03	23,35	9,76					339,56
9,65	48,94	79,97	62,97	56,49	43,84	35,03	19,52	7,88				305,69
11,02	28,07	45,87	44,14	41,49	35,64	37,37	25,28	15,75	6,76			258,30
12,40	7,20	11,76	25,32	30,48	27,44	30,88	31,23	23,63	13,57	6,31		200,08
13,78	0,00	0,00	6,48	17,49	19,23	23,39	25,39	25,21	20,28	12,62	2,02	152,12
15,16			0,00	4,49	11,03	16,39	19,55	20,49	21,64	18,95	4,04	116,56
16,54				0,00	2,63	9,40	13,70	13,78	17,59	20,19	6,06	85,56
17,92					0,00	2,43	7,86	11,06	13,51	16,41	6,47	57,76
19,29						0,00	2,02	6,34	9,49	12,84	5,26	35,75
20,67							0,00	1,63	5,45	8,86	4,05	19,98
22,05								0,00	1,40	5,08	2,84	9,32
23,43									0,00	1,30	1,63	2,93
24,81										0,00	0,42	0,42
26,18											0,00	-8,09

CÁLCULO DO HIDROGRAMA UNITÁRIO TRIANGULAR												
RIO ACARAÚ												
Localização:-		Estrada 108+12,00										
Talvegue transposto:-		BACIA 08										
Área da bacia (km²):-		255,87										
Diferença de nível (m):-		145,11										
Linha de fundo (km):-		53,40										
Curva solo - vegetação:-		70										
Tempo de recorrência (ano):-		100										
Declividade da bacia (m/km):-		14,76										
Tempo de concentração (hora):-		6,89										
Duração total (hora):-		5,00										
Coeficiente de redução (P/P ₀):		0,85										
D ₀ =		1,35	T ₀ =		8,05	Q(t ₀) =		121,00				
T ₀ =		4,82	T ₀ =		12,88							
POSTO DE QUERAMOSIM												
a		b		c								
0,2		17		60								
(i)	(ih)	q (l)	q (l')	P ₀ (mm)	P (mm)	R1 (cm)	q(i) (cm)	t _c (min)	k _p /T=50	gamma	alfa	beta
1	1,38	34,85	0,00	81,9	72,9	1,634	1,634	83	2,486	0,25	0,160	0,120
2	2,76	69,70	0,00	89,4	89,5	2,516	0,902	165	2,504	0,25	0,169	0,120
3	4,13	104,56	0,00	130,4	98,3	3,159	0,623	248	2,695	0,25	0,174	0,120
4	5,51	0,00	111,55	137,1	104,2	3,552	0,393	331	2,663	0,25	0,175	0,120
5	6,89	0,00	90,68	122,6	109,1	3,867	0,135	413	2,677	0,25	0,175	0,120
6	8,27	0,00	69,83	127,1	113,1	4,167	0,200	496	2,677	0,25	0,176	0,120
7	9,65	0,00	48,94	130,7	116,9	4,393	0,226	579	2,672	0,25	0,175	0,120
8	11,02	0,00	28,07	133,7	119,0	4,567	0,194	663	2,666	0,25	0,175	0,120
9	12,40	0,00	7,20	136,5	121,5	4,768	0,181	744	2,660	0,25	0,175	0,120
10	12,66	0,00	0,00	137,8	122,3	4,826	0,058	771	2,659	0,25	0,174	0,120



4.3. PLANO DE SONDAGEM

Foi executado 04 (quatro) sondagens a percussão SP-01, SP-02, SP-03 e SP-03A, conforme planta a seguir.

Figura 12 – Planta com localização dos furos de Sondagem



Quadro 4 – Coordenadas do furo de sondagem

COORDENADAS UTM		
SONDAGEM	E (X)	N (Y)
SP-01	352566.64	94664250.83
SP-02	352574.95	9466428.39
SP-03	352583.27	9466435.98
SP-03A	352584.74	9466437.32



4.3.1 – Metodologia

Nos trechos de sondagem à percussão foram usados dois processos para avanço do furo. Inicialmente foi usado trado concha de 4". Ao encontrarse material impenetrável a esta ferramenta o furo foi revestido e prosseguido por lavagem. Para extração das Amostras foi utilizado o amostrador padrão de 2" e 1 3/8" de diâmetros externo e interno, respectivamente, o qual era cravado no terreno por meio de golpes de um martelo de 65 kg com altura de queda de 75 cm. Durante a cravação do amostrador foram registrados os números de golpes necessários para fazer o amostrador penetrar cada 15 cm no terreno, até uma penetração total de 45 cm. A soma dos golpes das duas últimas parcelas de 15cm, ou seja, dos 30 cm finais de cravação, é apresentada sob forma de tabela e gráfico nos perfis de sondagens. Este número de golpes é denominado de "Standard Penetration Test (SPT)".

As sondagens foram executadas conforme os procedimentos recomendados nas normas brasileiras da ABNT, seguindo as orientações da NBR 6484 – Execução de Sondagens de Simples Reconhecimento do Solo e seus parâmetros geomecânicos foram descritos conforme tabela apresentada a seguir.

Quadro 5 – Classificação da consistência e compactidade do solo

CLASSIFICAÇÃO QUANTO A CONSISTÊNCIA E COMPACIDADE DO SOLO			
ARGILAS E SILTES ARGILOSOS		AREIAS E SILTES ARENOSOS	
Nº DE GOLPES	CONSISTÊNCIA	Nº DE GOLPES	COMPACIDADE
≤ 2	Muito mole	≤ 4	Fofa(o)
3 - 5	Mole	5 - 8	Pouco compacta(o)
6 - 10	Média(o)	9 - 18	Medianamente compacta
11 - 19	Rija	19 - 40	Compacta(o)
> 19	Dura(o)	> 40	Muito Compacta(o)



4.3.1 Registro Fotográfico



Foto 2 - Furo SP-01



Foto 1 - Furo SP-02

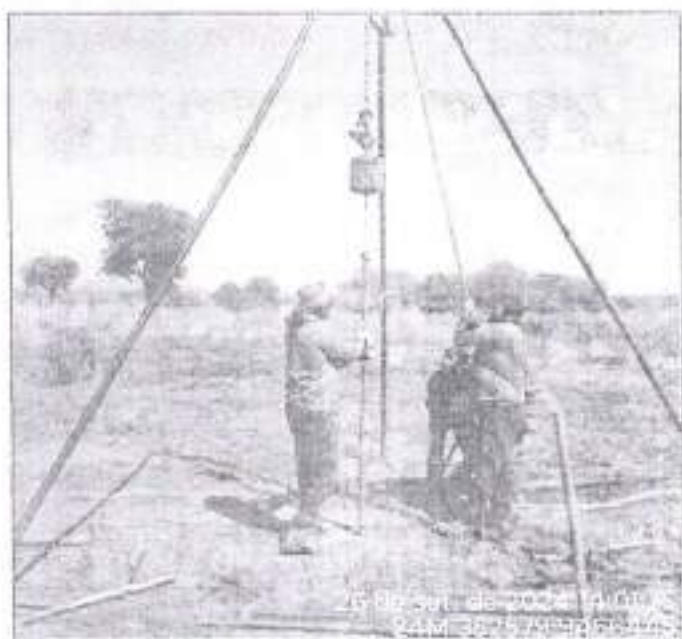


Foto 3 - Furo SP- 03

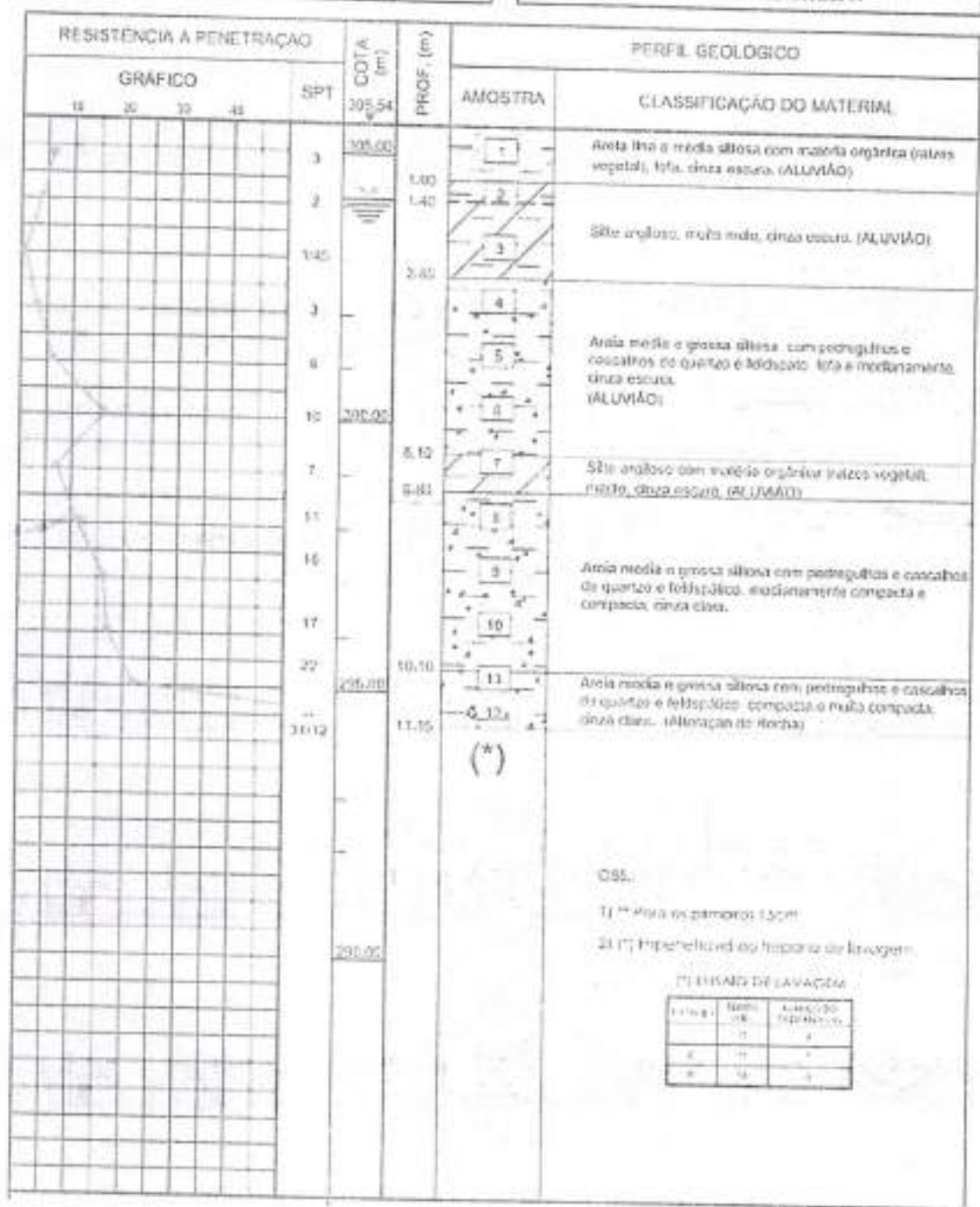
O resultado das sondagens são apresentadas no final deste capítulo, sob forma de perfil individual do subsolo no local do furo.



PERFIL DE SONDAGEM SP-01

COORDENADAS: 407111

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT		PROCESSO EXECUTIVO	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg	A TRADO ATÉ 1,00 m	LAVAGEM - 3,00 m A 11,15 m
Ø INTERNO 34,5 mm	QUEBRA 75 mm	REVESTIDO DE 1,00 m A 3,00 m	



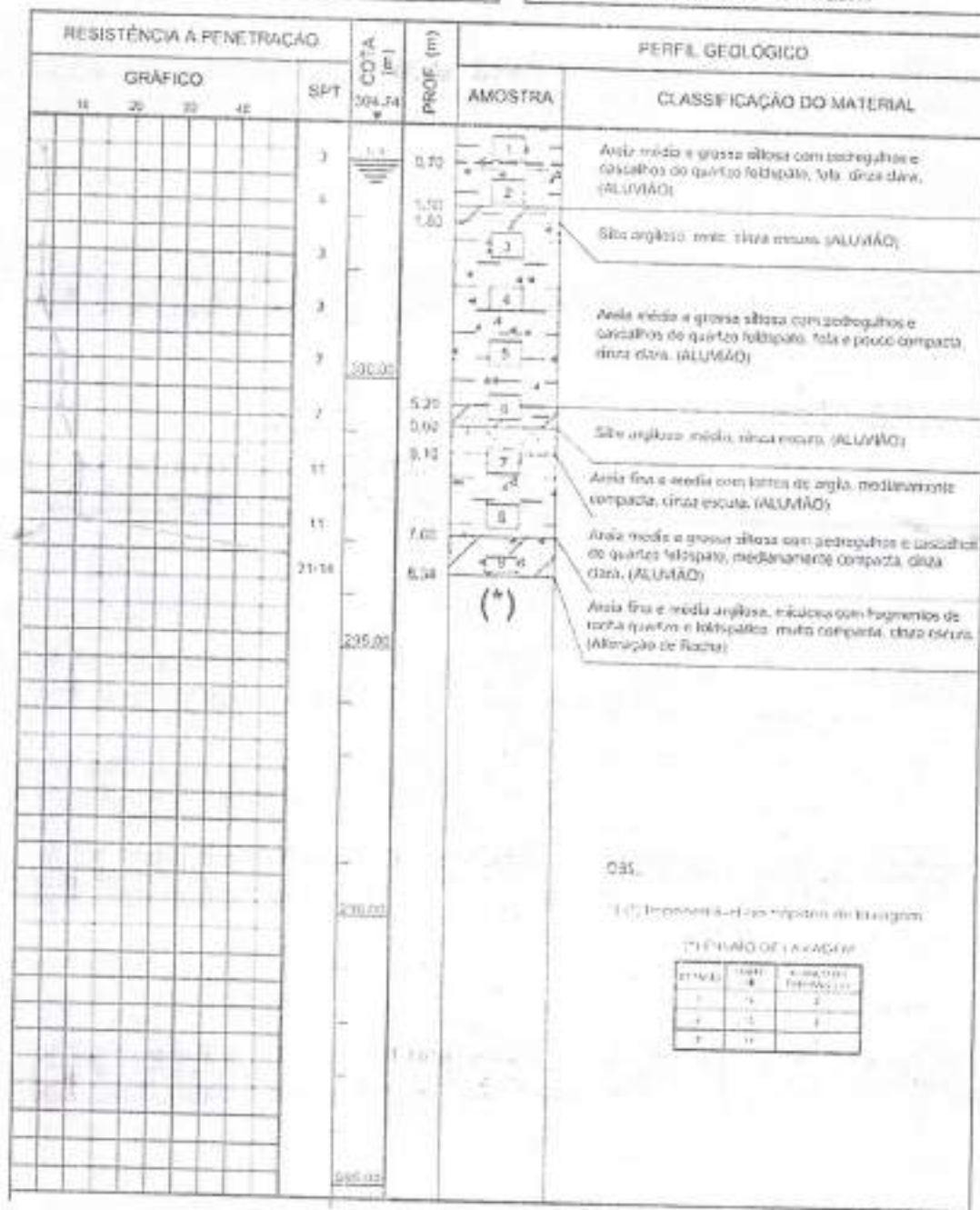
LEGENDA

- 1 N.º DA AMOSTRA
NA NÍVEL D'ÁGUA
* IMPENETRÁVEL

PERFIL DE SONDAGEM SP-02

COORDENADAS - (UTM)

AMOSTRADOR PADRÃO - SPI Ø EXTERNO - 50,8 mm Ø INTERNO - 34,9 mm		NÍVEL 65 Kg CILINDRO 76 mm
--	--	-------------------------------

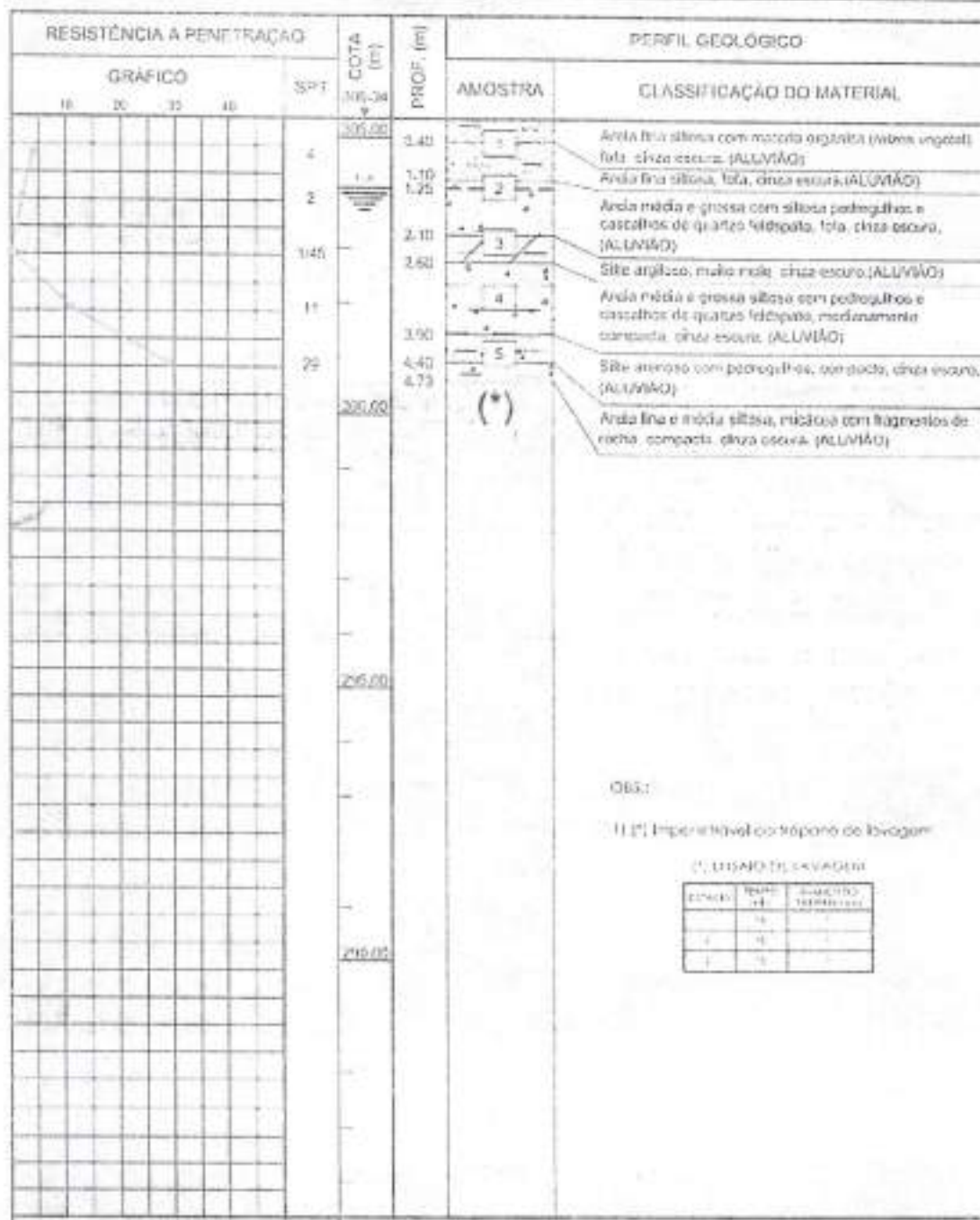




PERFIL DE SONDAGEM SP-03

COORDENADAS - (UTM)

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT		PROCESSO EXECUTIVO	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg	A TRADO ATÉ 1,00 m	LAVAGEM - 2,00 m À 4,73 m
Ø INTERNO 34,9 mm	QUEBRA 75 cm	REVESTIDO DE 1,00 m À 2,00 m	



LEGENDA

- 1 Nº DA AMOSTRA
- 3A NÍVEL D'ÁGUA
- * IMPENETRÁVEL



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ

Secretaria das Cidades

Superintendência de Obras Públicas

Consórcio:



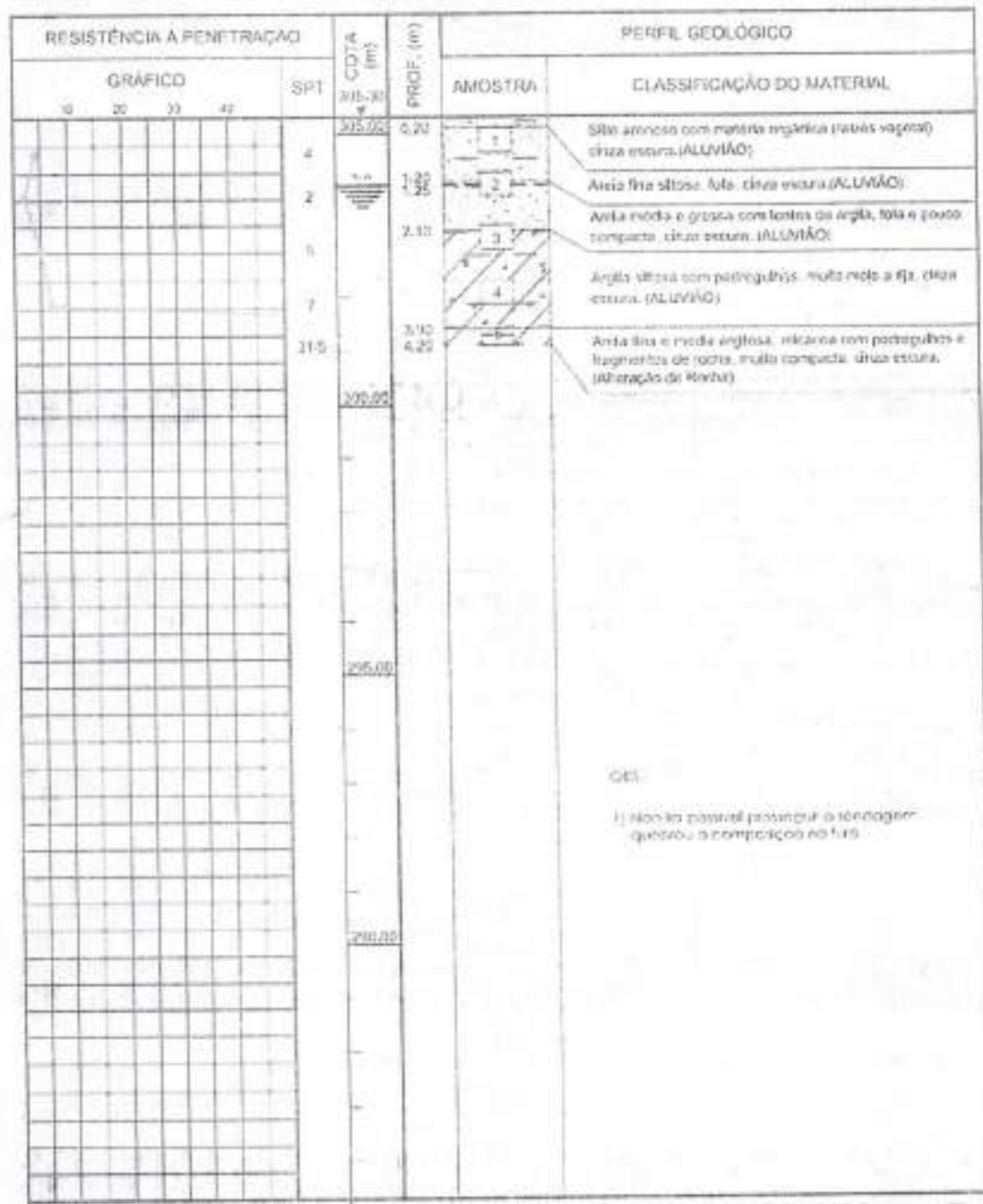
Volume 1 - R-1616-10 do P-1616-10

PERFIL DE SONDAGEM SP-3A

COORDENADAS UTM

E=355804,74 N=9408437,32

AMOSTRADOR PADRÃO - SPT		PROCESSO EXECUTIVO	
Ø EXTERNO - 50,8 mm	MARTELO 65 Kg	A TRADO ATÉ 1,00 m	LAVAGEM - 2,00 m A 4,00 m
Ø INTERNO 34,9 mm	QUEDA 75 cm	REVESTIDO DE 1,00 m A 2,00 m	





GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
Secretaria das Cidades
Superintendência de Obras Públicas

Considera:



Volume 11 - Relatório de Projeto

5. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA PONTE



SUPERINTENDÊNCIA DE OBRAS PÚBLICAS - SOP

RODOVIA: CONTORNO
TRECHO: CONTORNO TAMBORIL

PONTE SOBRE O RIO ACARAÚ

MEMÓRIA DE CÁLCULO DA ESTRUTURA

MEMÓRIA DE CÁLCULO

1. INTRODUÇÃO

1.1 Descrição da Estrutura

1.1 Normas de referência

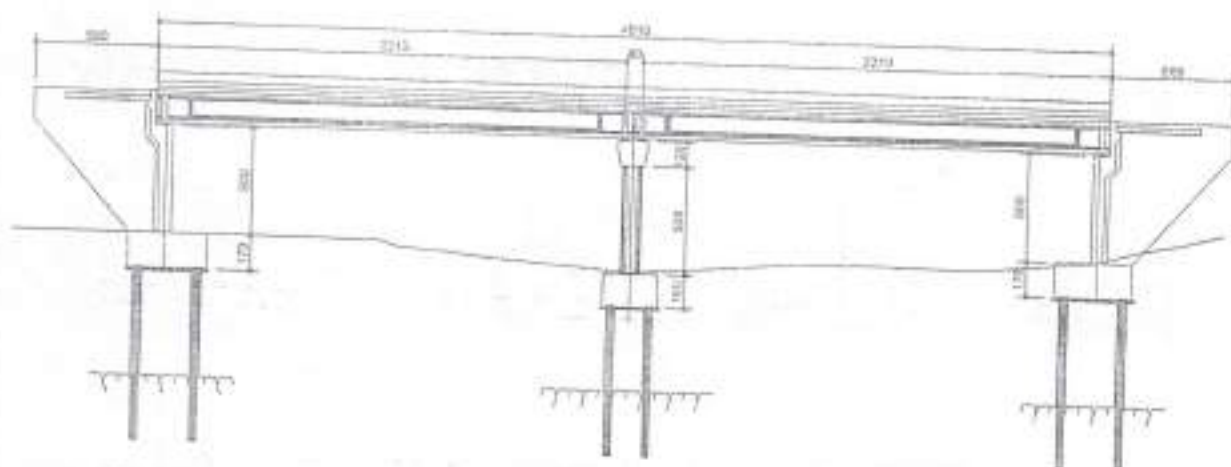
- NBR 6118:2023 - Projeto de estruturas de concreto
- NBR 6122:2022 - Projeto e execução de fundações
- NBR 7187:2021 - Projeto de pontes, viadutos e passarelas de concreto
- NBR 7188:2024 - Ações devido ao tráfego de veículos rodoviários e de pedestres em pontes, viadutos e passarelas
- NBR 7480:2022 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado
- NBR 7483:2021 - Cordoalhas de aço para estruturas de concreto protendido
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas
- NBR 8953:2015 Concreto para fins estruturais
- CEN-EN 1337-3 Structural Bearings- Part 3: Elastomeric Bearings
- DNER - Manual de Projetos de Obras de Arte Especiais
- DNIT-IS-314 Projeto de obras de arte especiais

1.2 Descrição da estrutura

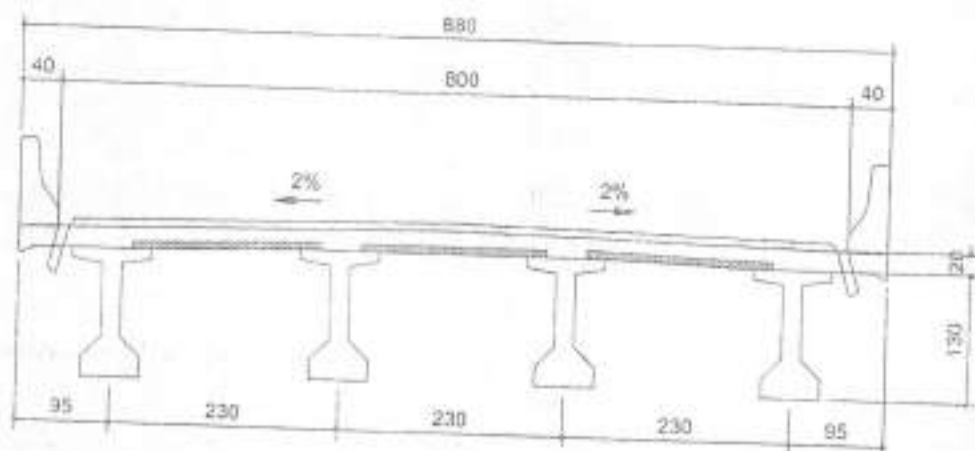
A estrutura projetada consiste em uma ponte rodoviária de 45,10m de comprimento, constituída por dois vãos de 22,55m. A obra possui largura total de 8,80m, sendo a seção transversal constituída por quatro vigas pré-moldadas de concreto protendido unidas por transversinas também em concreto protendido nos apoios e pela laje em concreto armado. A infraestrutura é concreto armado constituída por encontros nas extremidades e por pórticos com dois pilares no apoio intermediário. As fundações são constituídas por estacas raiz D=400mm com as extremidades embutidas na camada de rocha. Com relação à agressividade ambiental do local de implantação a estrutura foi adotada a Classe de Agressividade Ambiental II (agressividade moderada)

Nas figuras a seguir são apresentadas as características geométricas da obra em estudo.

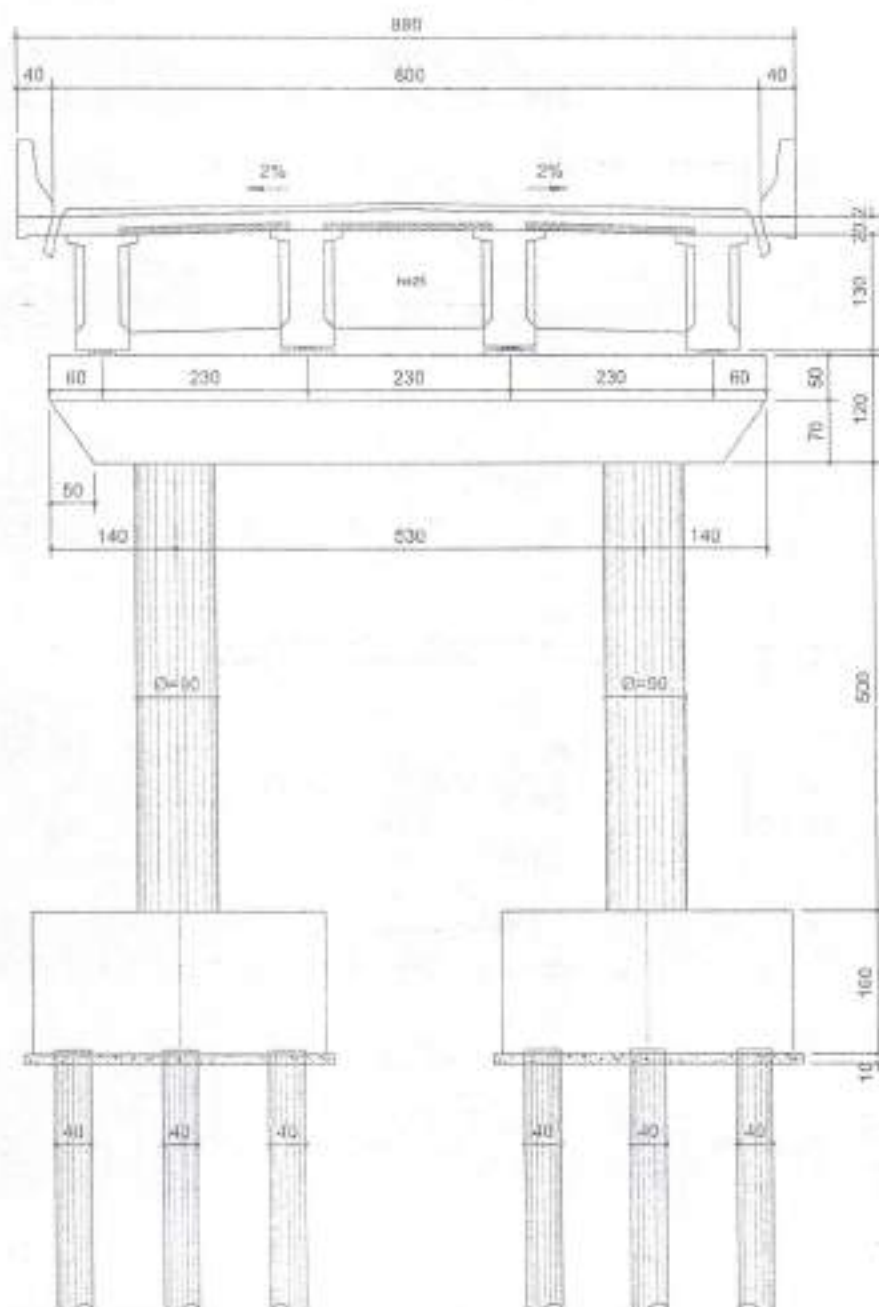
Elevação



Seção transversal no vão



Seção transversal no apoio P1



2. CÁLCULO DA SUPERESTRUTURA

2.1 Materiais

Concreto

Resistência característica à compressão:

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Resistência de projeto à compressão:

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1,4}$$

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

Resistência média à tração:

$$f_{ctm} := \left[0,3 \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,21 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidade secante:

$$\alpha_E := 1,00 \quad E_c := \alpha_E \cdot 5600 \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa})^{0,5}$$

$$E_c = 33,13 \text{ GPa}$$

$$\alpha_i := \min \left(1,00, 0,80 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80 \text{ MPa}} \right)$$

$$\alpha_i = 0,89$$

$$E_{cs} := \alpha_i \cdot E_c$$

$$E_{cs} = 29,40 \text{ GPa}$$

Peso específico:

$$\rho_c := 25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Aço CA-50 (armações passivas)

Resistência característica:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Resistência de projeto:

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1,15}$$

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidade:

$$E_s := 210 \text{ GPa}$$

Aço CP-190 (armações ativas)

Resistência característica à ruptura:

$$f_{ptk} := 1900 \text{ MPa}$$

Limite de escoamento convencional:

$$f_{pyk} := 1710 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidade:

$$E_p := 200000 \text{ MPa}$$

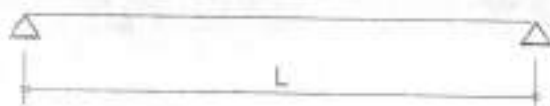
Coeficiente de aderência:

$$\eta_1 := 2,25$$

2.2 Vigamento principal

Modelo Estrutural

Para as cargas permanentes g1 e g2 foi considerado o modelo estrutural de uma viga bi-apoiada:



vão teórico das vigas:

 $L_v := 21.80m$

número de vigas na seção:

 $n_v := 4$

O modelo estrutural utilizado para análise das cargas móveis consiste em uma grelha com apoios rígidos nas extremidades. A determinação dos esforços solicitantes na estrutura será através de análise elástica linear com o uso de programa de elementos finitos (analogia de grelhas).

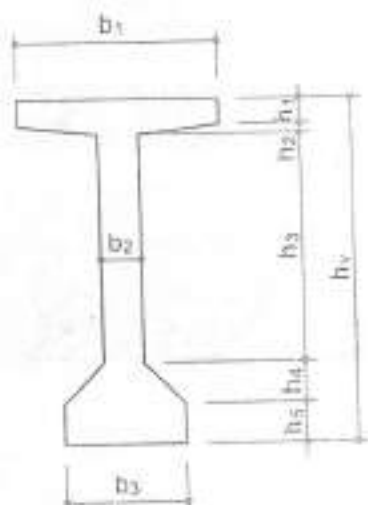


Referências bibliográficas:

- Hambly, E.C., Bridge Deck Behaviour, E & FN Spon, London, 1991.
O'Brien, J.E., Keogh, D.L., O'Connor, A.J., Bridge Deck Analysis, 2nd ed, CRC Press, London, 2015.
Surana, C.S., Agrawal, R., Grlage Analogy in Bridge Deck Analysis, Narosa, London, 1998

Características Geométricas

Viga isolada:



$$b_1 := 0.80\text{m} \quad h_1 := 0.10\text{m} \quad h_4 := 0.20\text{m}$$

$$b_2 := 0.20\text{m} \quad h_2 := 0.05\text{m} \quad h_5 := 0.20\text{m}$$

$$b_3 := 0.60\text{m} \quad h_3 := 0.75\text{m}$$

$$h_V := h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 \quad h_V = 1.30\text{m}$$

Cálculo da área e centróide:

$$At_1 := b_1 \cdot h_1$$

$$At_2 := \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h_2$$

$$At_3 := b_2 \cdot h_3$$

$$At_4 := \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot h_4$$

$$At_5 := b_3 \cdot h_5$$

$$yt_1 := \frac{h_1}{2} + h_2 + h_3 + h_4 + h_5$$

$$yt_2 := \frac{h_2 \cdot (2b_1 + b_2)}{3 \cdot (b_1 + b_2)} + h_3 + h_4 + h_5$$

$$yt_3 := \frac{h_3}{2} + h_4 + h_5$$

$$yt_4 := \frac{h_4 \cdot (2 \cdot b_2 + b_3)}{3 \cdot (b_2 + b_3)} + h_5$$

$$yt_5 := \frac{h_5}{2}$$

área da seção da viga:

$$A_V := \sum At$$

$$A_V = 0.4550\text{m}^2$$

distância do centróide ao bordo inferior:

$$yv_i := \frac{At \cdot yt}{A_V}$$

$$yv_i = 0.616\text{m}$$

distância do centróide ao bordo superior:

$$yv_o := h_V - yv_i$$

$$yv_o = 0.684\text{m}$$

Momento de inércia e módulos resistentes

$$I_{v1} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}$$

$$I_{v2} = h_2^3 \cdot \frac{(b_1^2 + 4 \cdot b_1 \cdot b_2 + b_2^2)}{36 \cdot (b_1 + b_2)}$$

$$I_{v3} = \frac{b_2 \cdot h_3^3}{12}$$

$$I_{v4} = h_4^3 \cdot \frac{(b_2^2 + 4 \cdot b_2 \cdot b_3 + b_3^2)}{36 \cdot (b_2 + b_3)}$$

$$I_{v5} = \frac{b_3 \cdot h_5^3}{12}$$

$$I_v = \sum I_{vj}$$

$$j = 1..5$$

$$dI_j = yv_i - yt_i$$

momento de inércia:

$$I_{m.c.} = \sum I_v + A \cdot dI^2$$

$$I_v = 0.0925 \cdot m^4$$

módulo resistente superior:

$$Wv_s = \frac{I_v}{yv_s}$$

$$Wv_s = 0.1352 \cdot m^3$$

módulo resistente inferior:

$$Wv_i = \frac{I_v}{yv_i}$$

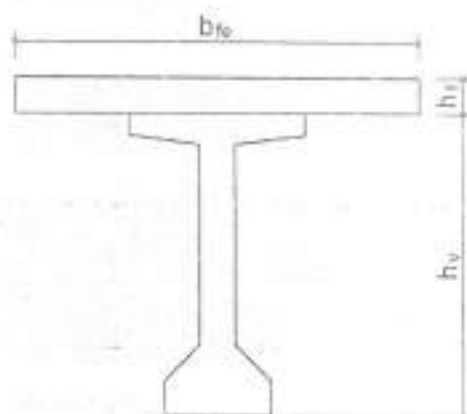
$$Wv_i = 0.1500 \cdot m^3$$

Seções compostas (grelha)

Vigas externas:

$$b_{fe} = 2.10\text{m}$$

$$h_f = 0.20\text{m}$$



Cálculo da área de centróide:

$$A_{ve} := A_v + b_{fe} \cdot h_f$$

$$A_{ve} = 0.8750 \cdot \text{m}^2$$

$$y_{mesa} := h_v = \frac{h_f}{2}$$

$$y_{mesa} = 1.40\text{m}$$

$$y_{ve1} := \frac{A_v \cdot y_{v1} + b_{fe} \cdot h_f \cdot y_{mesa}}{A_{ve}}$$

$$y_{ve1} = 0.992\text{m}$$

$$y_{ve2} := h_v + h_f - y_{ve1}$$

$$y_{ve2} = 0.508\text{m}$$

$$I_{mesa} := \frac{b_{fe} \cdot h_f^3}{12}$$

Inércia à flexão e módulos resistentes

$$I_{ve} := I_v + A_v (y_{ve2} - y_{v1})^2 + I_{mesa} + b_{fe} \cdot h_f (y_{mesa} - y_{ve2})^2$$

$$I_{ve} = 0.2280 \cdot \text{m}^4$$

$$W_{ve2} := \frac{I_{ve}}{y_{ve2}}$$

$$W_{ve2} = 0.4492 \cdot \text{m}^3$$

$$W_{ve3} := \frac{I_{ve}}{(y_{ve2} - h_f)}$$

$$W_{ve3} = 0.7414 \cdot \text{m}^3$$

$$W_{ve1} := \frac{I_{ve}}{y_{ve1}}$$

$$W_{ve1} = 0.2297 \cdot \text{m}^3$$

Inércia à torção

seção decomposta em retângulos:

$$br_1 := h_f$$

$$hr_1 := b_{fe}$$

$$br_2 := h_1 + h_2$$

$$hr_2 := \left(b_1 \cdot h_1 + \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h_2 \right) \cdot \frac{1}{(h_1 + h_2)}$$

$$br_3 := b_2$$

$$hr_3 := h_3$$

$$br_4 := h_4 + h_5$$

$$hr_4 := \left(b_3 \cdot h_5 + \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot h_4 \right) \cdot \frac{1}{(h_4 + h_5)}$$

$$i := 1..4$$

$$Jr_i := hr_i \cdot (br_i)^3 \cdot \left[\frac{1}{3} - 0.21 \cdot \frac{br_i}{hr_i} \cdot \left[1 - \frac{(br_i)^4}{12(hr_i)^4} \right] \right]$$

$$Jr = \begin{pmatrix} 0.00526 \\ 0.00068 \\ 0.00166 \\ 0.00547 \end{pmatrix} \cdot m^4$$

$$J_{ve} := \sum Jr$$

$$J_{ve} = 0.01308 \cdot m^4$$

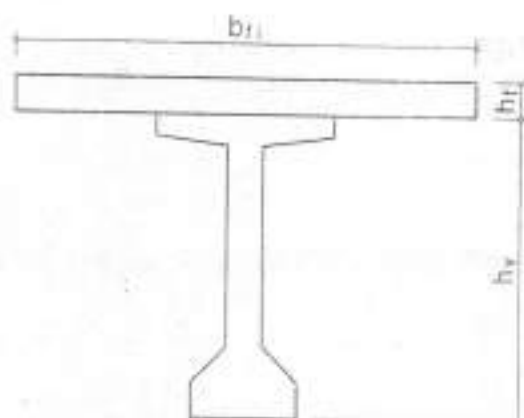
$$Jr_i := \begin{cases} \frac{hr_i \cdot (br_i)^3}{3} & \text{if } hr_i > 5 \cdot br_i \\ \frac{3 \cdot (hr_i)^3 \cdot (br_i)^3}{10 \cdot [(hr_i)^2 + (br_i)^2]} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Jr = \begin{pmatrix} 0.00560 \\ 0.00068 \\ 0.00168 \\ 0.00585 \end{pmatrix} \cdot m^4$$

$$J_{ve} := \sum Jr$$

$$J_{ve} = 0.01381 \cdot m^4$$

Vigas internas:



$$b_{fi} = 2,30\text{m}$$

$$h_{fi} = 0,20\text{m}$$

Cálculo da área da centróide:

$$A_{vi} := A_v + b_{fi} \cdot h_{fi}$$

$$A_{vi} = 0,9150 \cdot \text{m}^2$$

$$y_{\text{mesa}} := h_v + \frac{h_{fi}}{2}$$

$$y_{\text{mesa}} = 1,40\text{m}$$

$$y_{vi} := \frac{A_v \cdot y_{vi} + b_{fi} \cdot h_{fi} \cdot y_{\text{mesa}}}{A_{vi}}$$

$$y_{vi} = 1,010\text{m}$$

$$y_{vi_s} := h_v + h_{fi} - y_{vi}$$

$$y_{vi_s} = 0,490\text{m}$$

$$I_{\text{mesa}} := \frac{b_{fi} \cdot h_{fi}^3}{12}$$

Inércia à flexão e módulos resistentes

$$I_{vi} := I_v + A_v (y_{vi} - y_{vi_s})^2 + I_{\text{mesa}} + b_{fi} \cdot h_{fi} (y_{\text{mesa}} - y_{vi})^2$$

$$I_{vi} = 0,2345 \cdot \text{m}^4$$

$$W_{vi_s} := \frac{I_{vi}}{y_{vi_s}}$$

$$W_{vi_s} = 0,4788 \cdot \text{m}^3$$

$$W_{vi_s} := \frac{I_{vi}}{(y_{\text{ve}_s} - h_{fi})}$$

$$W_{vi_s} = 0,7625 \cdot \text{m}^3$$

$$W_{vi_t} := \frac{I_{vi}}{y_{vi_t}}$$

$$W_{vi_t} = 0,2321 \cdot \text{m}^3$$

Inércia à torção

seção decomposta em retângulos:

$$br_1 := h_f$$

$$br_1 := b_{f1}$$

$$br_2 := h_1 + h_2$$

$$br_2 := \left(b_1 \cdot b_1 + \frac{b_1 + b_2}{2} \cdot h_2 \right) \cdot \frac{1}{(h_1 + h_2)}$$

$$br_3 := b_2$$

$$br_3 := h_3$$

$$br_4 := h_4 + h_5$$

$$br_4 := \left(b_3 \cdot h_3 + \frac{b_2 + b_3}{2} \cdot h_4 \right) \cdot \frac{1}{(h_4 + h_5)}$$

$$i := 1..4$$

$$Jr_i := br_i \cdot (br_i)^3 \cdot \left[\frac{1}{3} - 0.21 \cdot \frac{br_i}{br_i} \cdot \left[1 - \frac{(br_i)^4}{12 (br_i)^4} \right] \right]$$

$$Jr = \begin{pmatrix} 0.00580 \\ 0.00068 \\ 0.00166 \\ 0.00547 \end{pmatrix} \cdot m^4$$

$$J_{rot} = \sum Jr$$

$$J_{rot} = 0.01362 \cdot m^4$$

$$Jr_i := \begin{cases} \frac{br_i \cdot (br_i)^3}{3} & \text{if } br_i > 5 \cdot br_i \\ \frac{3 \cdot (br_i)^3 \cdot (br_i)^3}{10 \cdot [(br_i)^2 + (br_i)^2]} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Jr = \begin{pmatrix} 0.00613 \\ 0.00068 \\ 0.00168 \\ 0.00585 \end{pmatrix} \cdot m^4$$

$$J_{rot} = \sum Jr$$

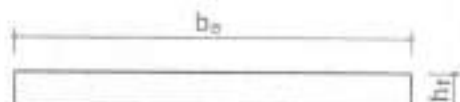
$$J_{rot} = 0.01435 \cdot m^4$$

Faixas de laje internas:

$$b_e := \frac{L_v}{10}$$

$$b_e = 2.18 \text{ m}$$

$$h_f = 0.20 \text{ m}$$



$$A_{laje} := b_e \cdot h_f$$

$$A_{laje} = 0.4360 \cdot \text{m}^2$$

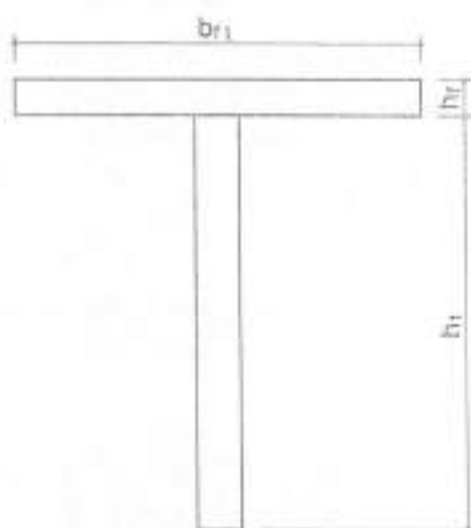
$$I_{laje} := \frac{b_e \cdot h_f^3}{12}$$

$$I_{laje} = 0.00145 \cdot \text{m}^4$$

$$J_{lajc} := \frac{b_e \cdot h_f^3}{6}$$

$$J_{lajc} = 0.0029 \cdot \text{m}^4$$

Transversinas e faixas de laje das extremidades:



$$b_f := 0.35 \text{ m} + \frac{L_v}{20}$$

$$b_f = 1.440 \text{ m}$$

$$h_f = 0.20 \text{ m}$$

$$b_{tr} := 0.25 \text{ m}$$

$$h_{tr} := h_v - h_f$$

$$h_{tr} = 1.10 \text{ m}$$

Cálculo da área de centróide:

$$A_{tr} := b_f \cdot h_f + b_{tr} \cdot h_{tr}$$

$$A_{tr} = 0.5630 \cdot \text{m}^2$$

$$y_{mesa} := h_{tr} + \frac{h_f}{2}$$

$$y_{mesa} = 1.20 \text{ m}$$

$$y_{tr_i} := \frac{b_f \cdot h_f \left(h_{tr} + \frac{h_f}{2} \right) + b_{tr} \cdot h_{tr} \cdot \frac{h_{tr}}{2}}{A_{tr}}$$

$$y_{tr_i} = 0.883 \text{ m}$$

$$y_{tr_s} := h_{tr} + h_f - y_{tr_i}$$

$$y_{tr_s} = 0.417 \text{ m}$$

Inércia à flexão

$$I_{tr} := \frac{b_{fl} \cdot h_f^3}{12} + \frac{b_{tr} \cdot h_{tr}^3}{12} + b_{fl} \cdot h_f \left(h_{tr} + \frac{h_f}{2} - y_{tr_i} \right)^2 + b_{tr} \cdot h_{tr} \left(\frac{h_{tr}}{2} - y_{tr_i} \right)^2$$

$$I_{tr} = 0,0881 \cdot m^4$$

Inércia à torção

seção decomposta em retângulos:

$$br_i := h_f$$

$$hr_i := b_{fl}$$

$$br_2 := b_{tr}$$

$$hr_2 := h_{tr}$$

$$i := 1..2$$

$$J_{tr_i} := hr_i \cdot (br_i)^3 \cdot \left[\frac{1}{3} - 0,21 \cdot \frac{br_i}{hr_i} \cdot \left[1 - \frac{(br_i)^4}{12 (hr_i)^4} \right] \right]$$

$$J_t := \sum J_{tr_i}$$

$$J_t = 0,00841 \cdot m^4$$

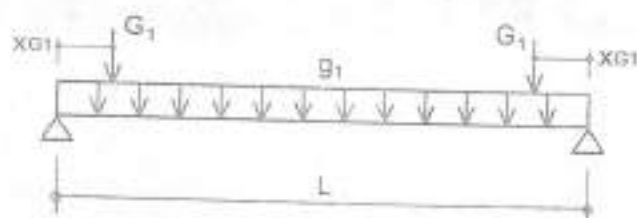
$$J_{tr_i} := \begin{cases} \frac{hr_i \cdot (br_i)^3}{3} & \text{if } hr_i > 5 \cdot br_i \\ \frac{3 \cdot (hr_i)^3 \cdot (br_i)^3}{10 \cdot [(hr_i)^2 + (br_i)^2]} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$J_{tr} := \sum J_{tr_i}$$

$$J_t = 0,00874 \cdot m^4$$

Carregamentos

Cargas Permanentes

a) Peso próprio da viga isolada (g_1):vão da viga: $L_v = 21.80\text{ m}$ Área da seção corrente: $A_v = 0.46\text{ m}^2$

$$g_1 := A_v \cdot \rho_c \quad g_1 = 11.38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Área da seção no apoio:

$$A_a = 0.617\text{ m}^2$$

Extensão do trecho com seção engrossada:

$$a_c := 1.20\text{ m}$$

$$G_1 := (A_a - A_v) \cdot a_c \cdot \rho_c \quad G_1 = 4.85\text{ kN}$$

$$x_{G1} := \frac{a_c}{2}$$

Extensão do trecho após o eixo do aparelho de apoio:

$$a_{ext} := 0.35\text{ m}$$

$$G_{ext} := a_{ext} \cdot A_a \cdot \rho_c$$

$$G_{ext} = 5.40\text{ kN}$$

Reação de apoio:

$$R_{gl} := G_1 + g_1 \cdot \frac{L_v}{2} + G_{ext}$$

$$R_{gl} = 134.23\text{ kN}$$

Rotação no apoio:

$$\theta_{gl} := \frac{g_1 \cdot L_v^3}{24 \cdot E_{cs} \cdot I_v}$$

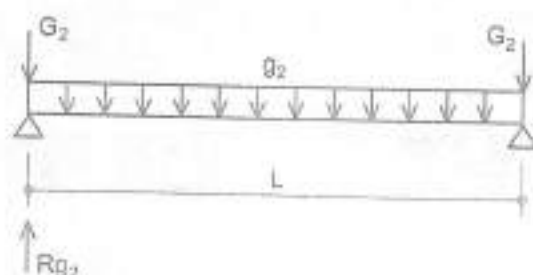
$$\theta_{gl} = 0.00181$$

Estimativa da rotação devida à protensão

protensão: $F_p = -3900\text{ kN}$ $e_p = 0.47\text{ m}$

$$q_p := \frac{8 \cdot F_p \cdot e_p}{L_v^2} \quad q_p = -30.86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\theta_p := \frac{q_p \cdot L_v^3}{24 \cdot E_{cs} \cdot I_v} \quad \theta_p = -0.00490$$

b) Peso próprio da laje + transversinas (g_2):Dimensões da laje: $h_f = 0.20 \text{ m}$ $b_{fc} = 2.100 \text{ m}$ $b_{fl} = 2.30 \text{ m}$ Dimensões da transversina de apoio: $b_{tr} = 0.25 \text{ m}$ $h_{tr} = 1.10 \text{ m}$ Largura das vigas principais na região dos apoios: $b_{w_ap} = 0.40 \text{ m}$

V1=V4

Laje:

$$g_{2c} := h_f \cdot b_{fc} \cdot \rho_c \quad g_{2c} = 10.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Transversinas no apoio:

$$G_{2c} := b_{tr} \cdot h_{tr} \cdot \left(\frac{b_{fl} - b_{w_ap}}{2} \right) \cdot \rho_c \quad G_{2c} = 6.53 \text{ kN}$$

Reação de apoio:

$$R_{g2c} := G_{2c} + \frac{g_{2c} \cdot L_v}{2} \quad R_{g2c} = 120.98 \text{ kN}$$

Rotação no apoio:

$$\theta_{g2c} := \frac{g_{2c} \cdot L_v^3}{24 \cdot E_{cs} \cdot I_v} \quad \theta_{g2c} = 0.00181$$

V2 e V3:

Laje:

$$g_{2i} := h_f \cdot b_{fl} \cdot \rho_c \quad g_{2i} = 11.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Transversinas no apoio:

$$G_{2i} := b_{tr} \cdot h_{tr} \cdot (b_{fl} - b_{w_ap}) \cdot \rho_c \quad G_{2i} = 13.06 \text{ kN}$$

Reação de apoio:

$$R_{g2i} := G_{2i} + \frac{g_{2i} \cdot L_v}{2} \quad R_{g2i} = 138.41 \text{ kN}$$

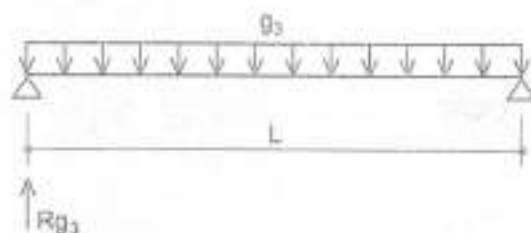
Rotação no apoio:

$$\theta_{g2i} := \frac{g_{2i} \cdot (L_v)^3}{24 \cdot E_{cs} \cdot I_v} \quad \theta_{g2i} = 0.00183$$

c) Sobrecarga Permanente (g_3):

A sobrecarga permanente é constituída pelas cargas do pavimento e barreiras de segurança.

$$b_{fe} = 2.10\text{m} \quad b_{fi} = 2.30\text{m} \quad b_{bar} := 0.40\text{m} \quad L_b := 0.95\text{m}$$



peso específico do pavimento:

$$\rho_{pav} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

espessura do pavimento:

$$h_{pav} := 0.07\text{m}$$

recapeamento:

$$g_{recap} := 2.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

carga total devido à pavimentação:

$$g_{pav} := h_{pav} \cdot \rho_{pav} + g_{recap} \quad g_{pav} = 3.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

barreira simples:

$$A_{bar} := 0.236\text{m}^2$$

$$g_{bar} := A_{bar} \cdot \rho_c$$

$$g_{bar} = 5.90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V1=V4$:
(vigas externas)

$$g_{3e} := g_{pav} \cdot (b_{fe} - b_{bar}) + g_{bar}$$

$$g_{3e} = 12.16 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$V2=V3$:
(vigas internas)

$$g_{3i} := b_{fi} \cdot g_{pav}$$

$$g_{3i} = 8.46 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Reações de apoio e rotações:

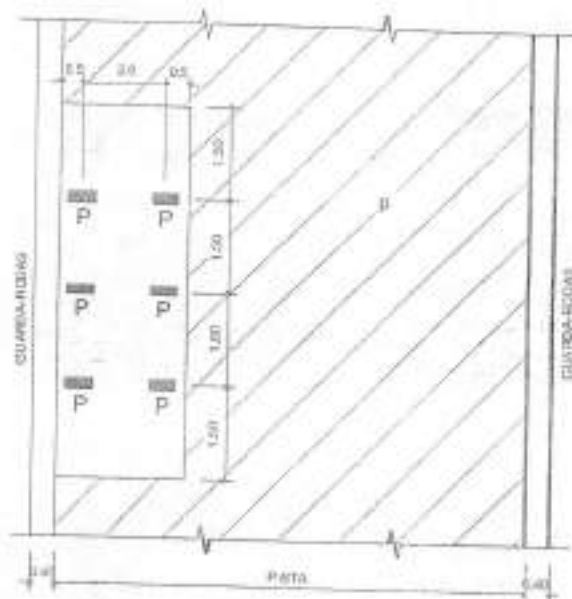
O carregamento g_3 atua sobre a estrutura composta (vigas+laje) e os esforços e reações de apoio são obtidos do modelo de grelhas. A seguir estão listados os valores das reações de apoio obtidas a partir do programa de elementos finitos.

$$R_{g3} := \begin{pmatrix} 125.37 \\ 99.38 \\ 99.38 \\ 125.37 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad \theta_{g3} := \begin{pmatrix} 0.00070 \\ 0.00062 \\ 0.00062 \\ 0.00070 \end{pmatrix} \text{ rad}$$

Carga Móvel

Nas ações de carga móvel foi considerado o trem-tipo Classe 450 da NBR 7188:2013

Esquema do trem tipo (em planta):



Valores das cargas do trem-tipo

$$P := 75,00 \text{ kN}$$

$$p := 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p' := 3,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

distância entre rodas:

$$a := 2,00 \text{ m}$$

distância da roda à face lateral do veículo:

$$a_1 := 0,50 \text{ m}$$

distância da roda à face frontal do veículo:

$$a_2 := 1,50 \text{ m}$$

$$L_v = 21,80 \text{ m}$$

Coefficiente de impacto (ϕ):

Para estruturas com vão entre 10,0m e 200,0 m:

$$CIV := 1 + 1,06 \left(\frac{20 \text{ m}}{L_v + 50 \text{ m}} \right)$$

$$CIV = 1,295$$

$n := 2$ n é igual ao número de faixas de tráfego

$$CNF := 1 - 0,05 \cdot (n - 2) \quad CNF = 1,00$$

$$\phi := CIV \cdot CNF \quad \phi = 1,295$$

coeficiente de impacto adicional:

$$CIA := 1,25 \quad (\text{pontes de concreto})$$

Obs.: aplicado nas seções situadas a menos de 5,00m das extremidades e juntas

$$\phi \cdot P = 97,14 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot p = 6,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Distribuição das cargas móveis nas vigas principais:

Veículo no bordo da pista

V1:

$$Q_{v1} := \phi \cdot P + \frac{(b_{fl} + L_b - b_{bar} - a - a_l)}{b_{fl}} \cdot \phi \cdot P$$

$$Q_{v1} = 111.93 \cdot \text{kN}$$

Na seção A-A (fora do veículo):

$$q_{v1_a} := [(b_{fc} - b_{bar}) \cdot \phi \cdot P]$$

$$q_{v1_a} = 11.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Na seção B-B (no veículo):

$$q_{v1_b} := 0$$

V2:

$$Q_{v2} := \frac{b_{fl} - (b_{fl} + L_b - b_{bar} - a - a_l)}{b_{fl}} \cdot \phi \cdot P$$

$$Q_{v2} = 82.16 \cdot \text{kN}$$

Na seção A-A:

$$q_{v2_a} := b_{fl} \cdot \phi \cdot P$$

$$q_{v2_a} = 14.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Na seção B-B:

$$q_{v2_b} := \left[\frac{b_{fl}}{2} - [(b_{bar} + 2a_l + a) - (L_b + b_{fl})] \right] \cdot \phi \cdot P$$

$$q_{v2_b} = 6.48 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

V3:

$$q_{v3} := b_{fl} \cdot \phi \cdot P$$

$$q_{v3} = 14.90 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

V4:

$$q_{v4} := q_{v1_a}$$

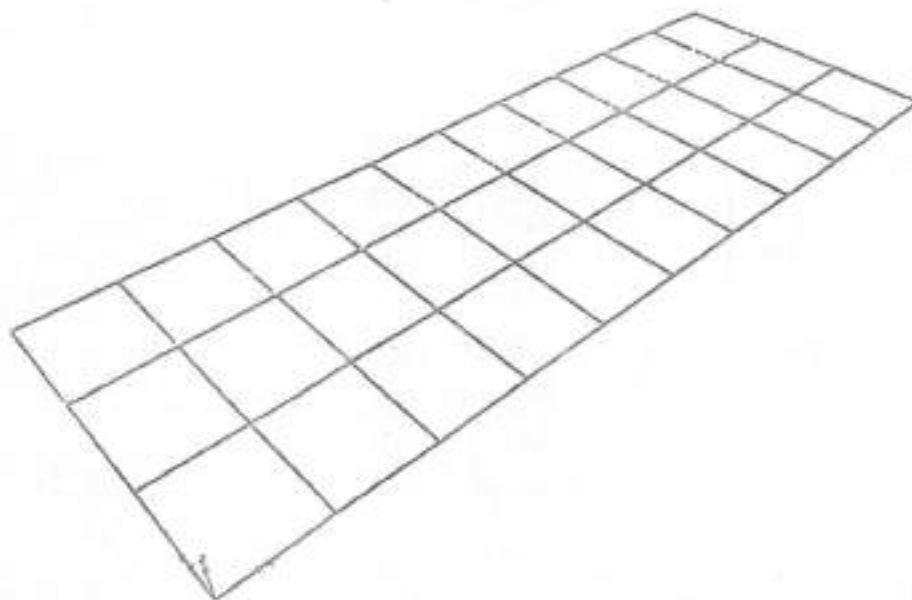
$$q_{v4} = 11.01 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esquemas dos carregamentos analisados na grelha (carga móvel)

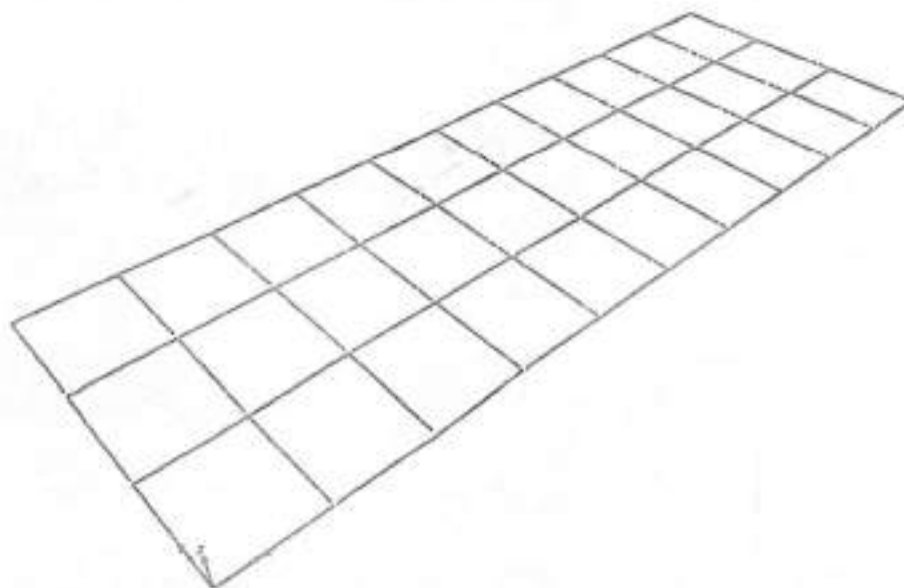
FLS
COMISSÃO DE LICITAÇÃO

A seguir são apresentados os casos de carregamento considerados na análise estrutural

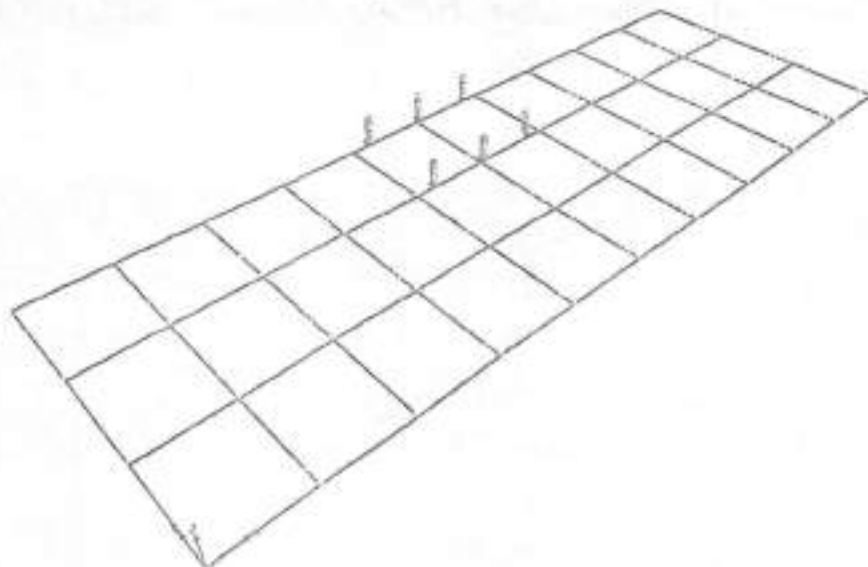
q_{parcial}



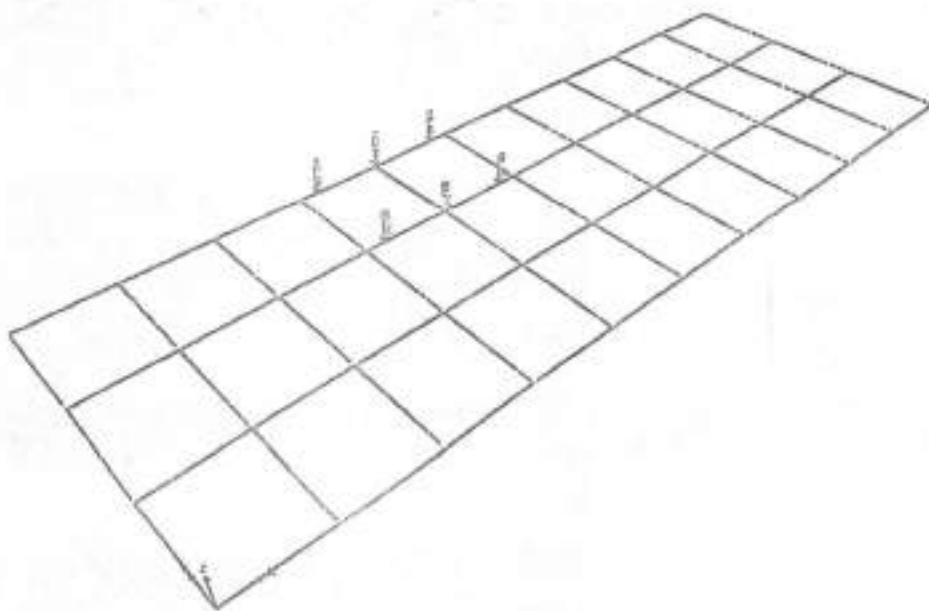
q_{total}



QMx6

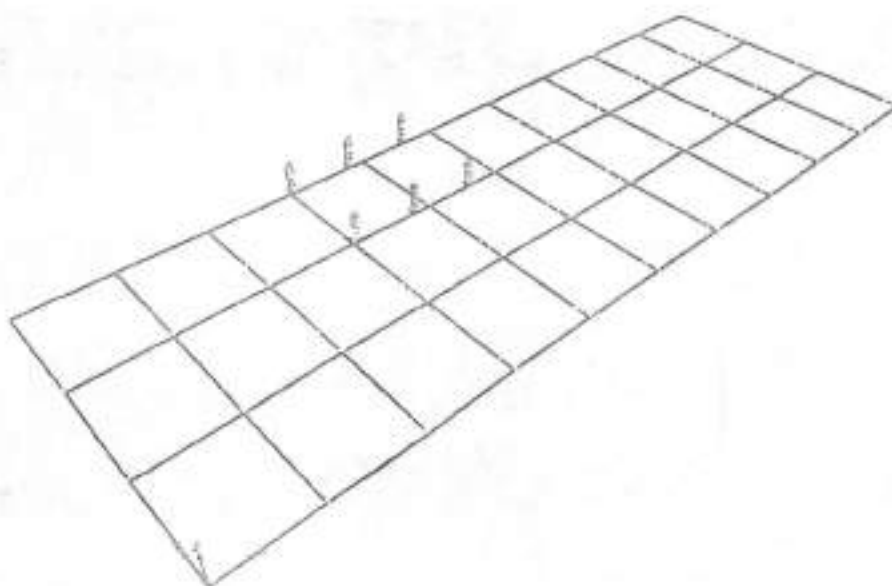


QMx5

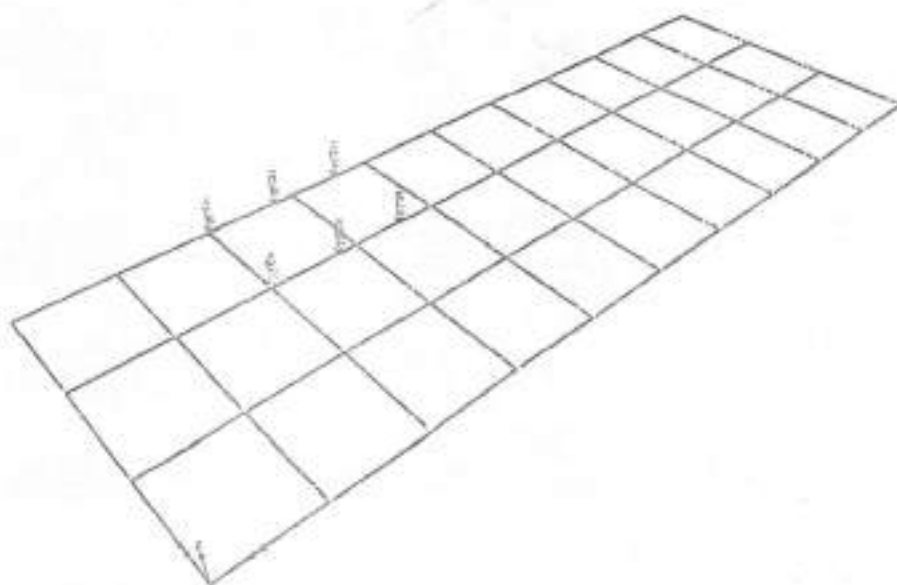


QMx4

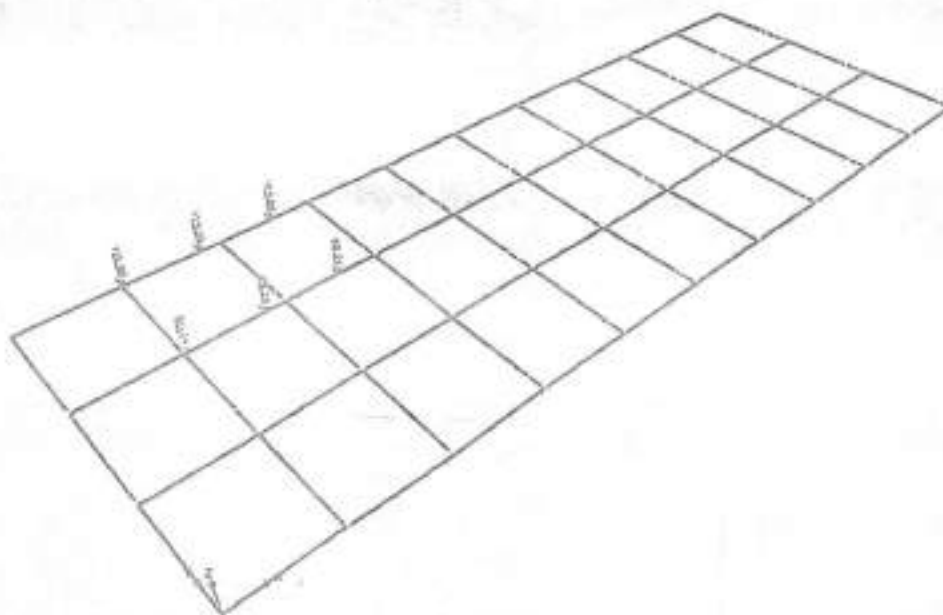
FLS
COMISSÃO DE LICITAÇÃO



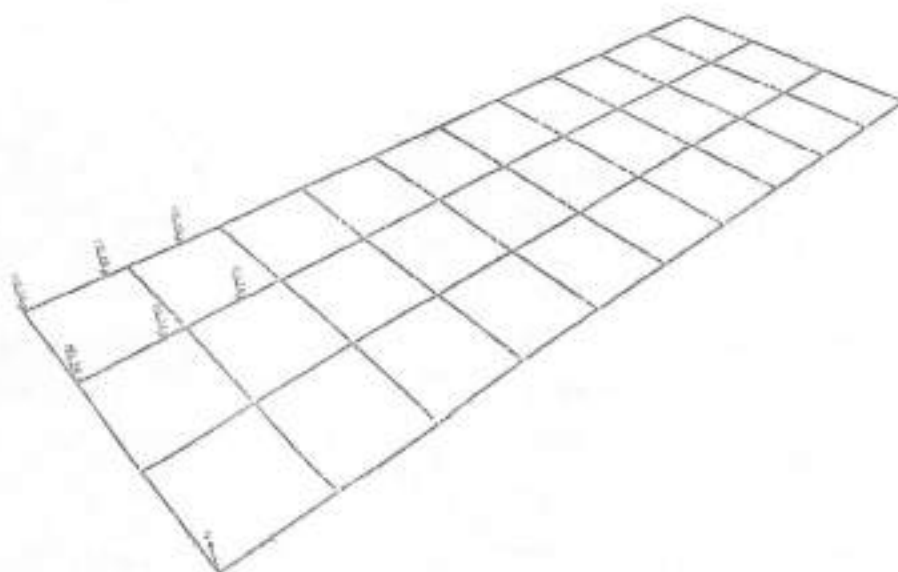
QMx3



QMx2



QMx1

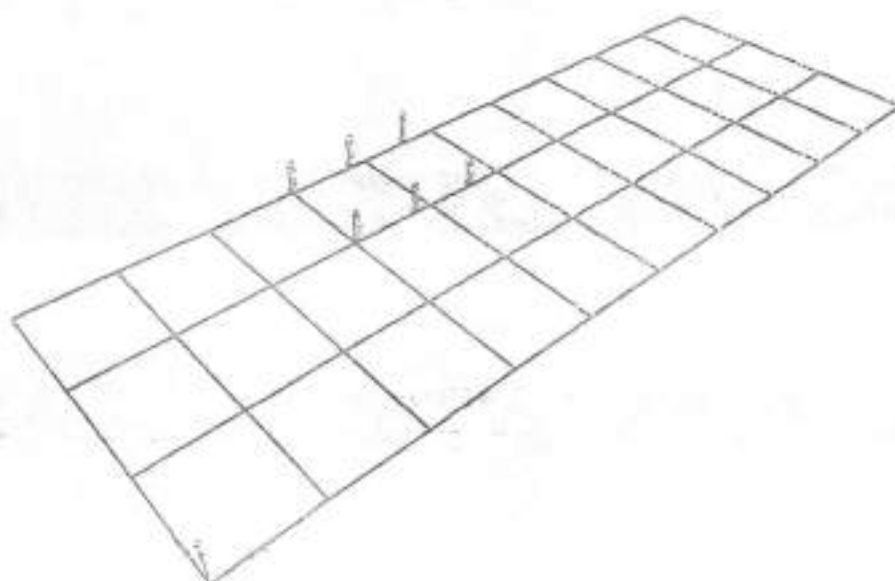


QVx2

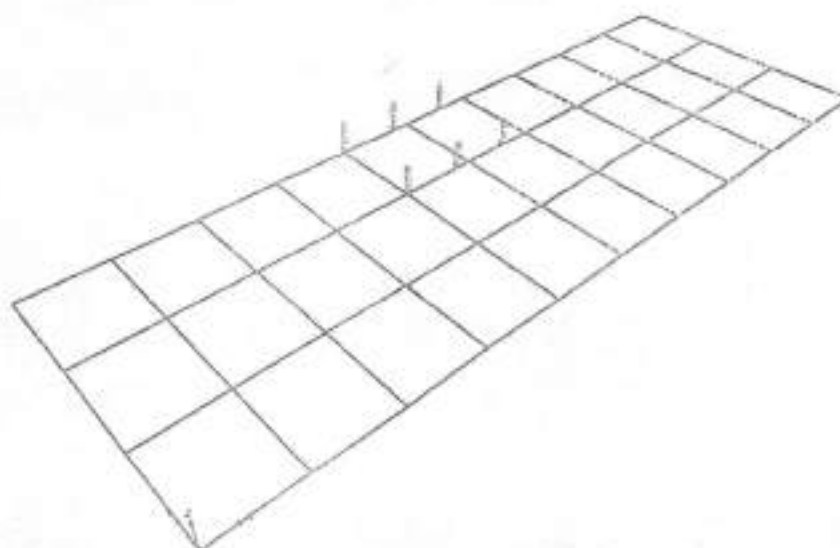
A 5x5 grid of squares, tilted at an angle. Small figures are standing on some of the squares, possibly representing a path or a specific configuration.

QVx3

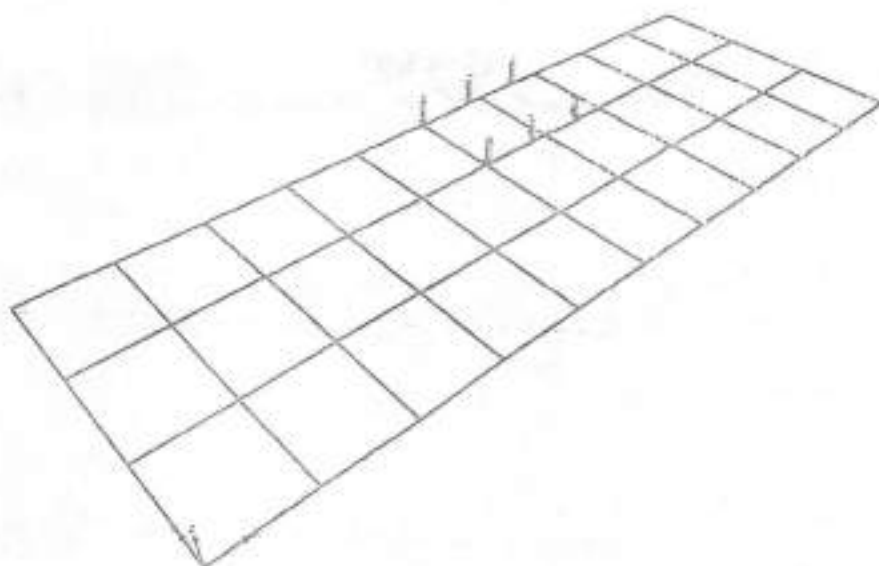
QVx4



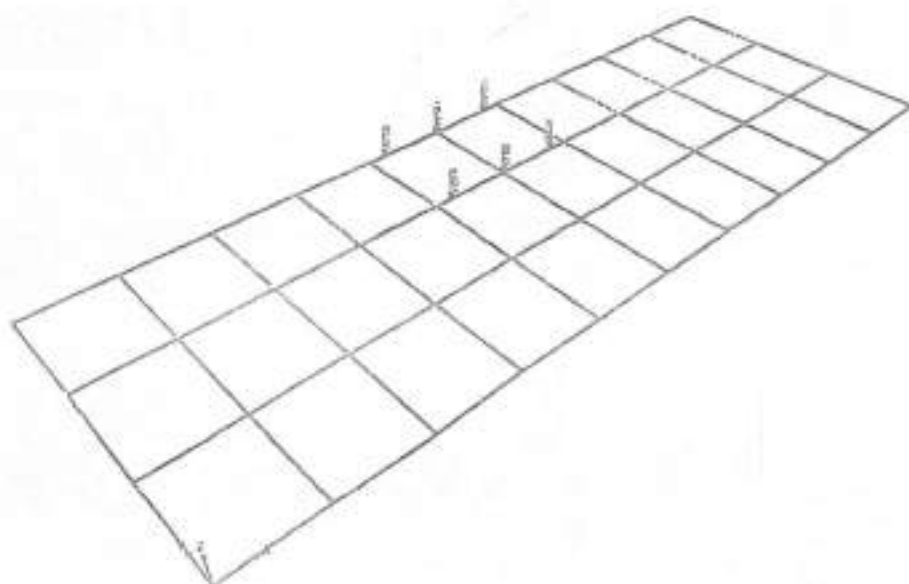
QVx5



QVx6



QMx6_p



Q/Mx5_p

Q104_p

QMx3_p

1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00

QMx2_p

1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00

3440

FLS-4

COMISSÃO DE LICITAÇÃO

QVx1_p

A 10x10 grid of squares, tilted at an angle. The top-left corner is labeled '0,0'. The grid is composed of 10 columns and 10 rows of squares. The lines are black and the background is white. The grid is tilted such that the horizontal and vertical lines are not parallel to the page edges.

QVx2_p

3041

FLS

COMISSÃO DE LICITAÇÃO

Qv3_p

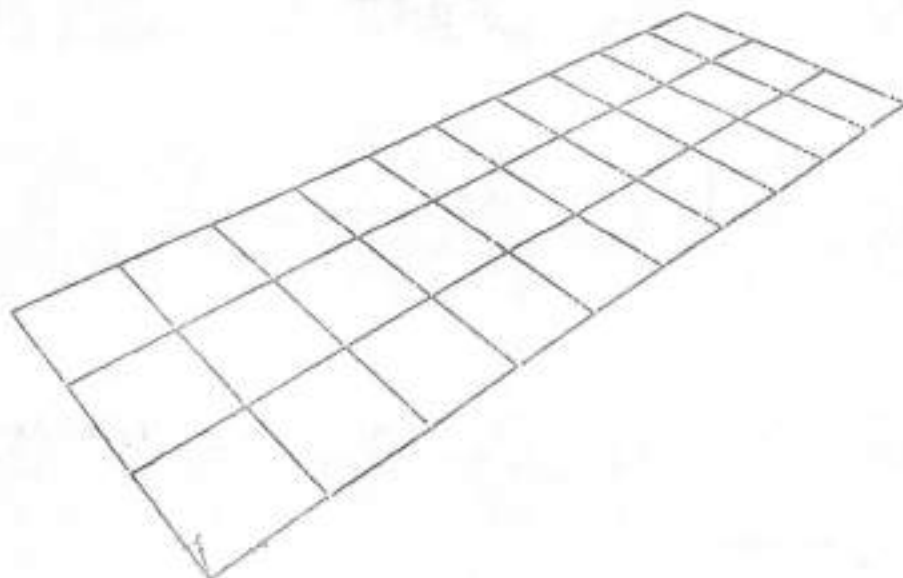
QVx4_p

A 4x6 grid of squares. Small figures are standing on the following squares (row, column): (1, 1), (1, 2), (1, 3), (1, 4), (1, 5), (1, 6), (2, 1), (2, 2), (2, 3), (2, 4), (2, 5), (2, 6), (3, 1), (3, 2), (3, 3), (3, 4), (3, 5), (3, 6), (4, 1), (4, 2), (4, 3), (4, 4), (4, 5), (4, 6).

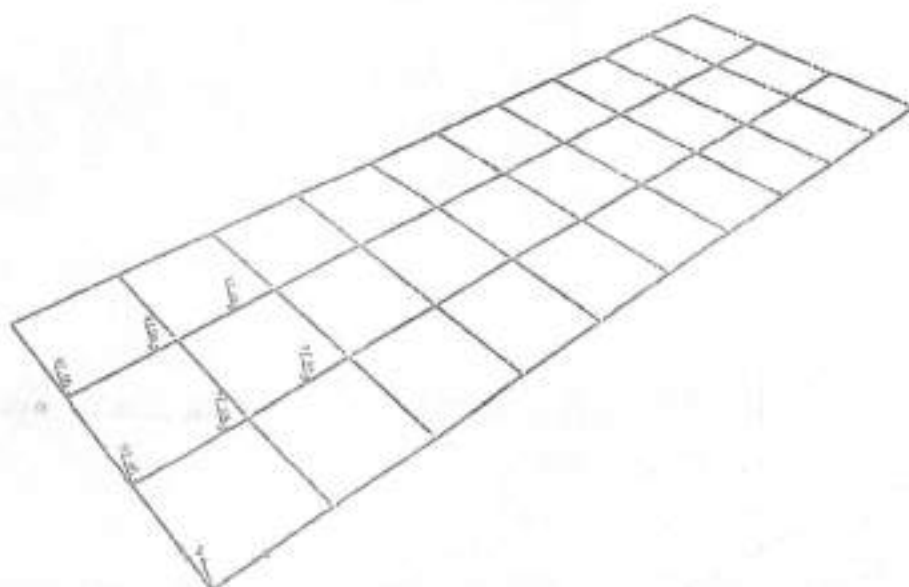
QVxc5_p

QVx6_p

Carregamento g3



Carregamento no eixo



Esforços Solicitantes nas Vigas Principais

A seguir são listados os momentos fletores atuantes na viga isolada e na seção composta das vigas principais (greiha).

Cargas permanentes g_1 e g_2 (modelo de viga)

número de divisões da viga :

$$n_{div} = 10$$

$$x_1 := 0m$$

$$i := 2..6$$

$$x_i := x_{i-1} + \frac{L_v}{10}$$

$$x = \begin{pmatrix} 0.00 \\ 2.18 \\ 4.36 \\ 6.54 \\ 8.72 \\ 10.90 \end{pmatrix} m$$

carregamento g_1

$$i := 1..6$$

$$V_{g1_i} := \left(0.5 - \frac{x_i}{L_v} \right) \cdot L_v \cdot g_1$$

$$M_{g1_i} := \frac{x_i}{L_v} \left(1 - \frac{x_i}{L_v} \right) g_1 \frac{L_v^2}{2}$$

$$V_{g1} = \begin{pmatrix} 123.99 \\ 99.19 \\ 74.39 \\ 49.59 \\ 24.80 \\ 0.00 \end{pmatrix} \cdot kN$$

$$M_{g1} = \begin{pmatrix} 0.00 \\ 243.26 \\ 432.47 \\ 567.61 \\ 648.70 \\ 675.73 \end{pmatrix} \cdot kN \cdot m$$

carregamento g2

$$l := 1..6$$

vigas externas

$$V_{g2e_i} := \left(0.5 - \frac{x_i}{L_v}\right) \cdot L_v \cdot g_{2e}$$

$$M_{g2e_i} := \frac{x_i}{L_v} \cdot \left(1 - \frac{x_i}{L_v}\right) \cdot g_{2e} \cdot \frac{L_v^2}{2}$$

$$V_{g2e} = \begin{pmatrix} 114.45 \\ 91.56 \\ 68.67 \\ 45.78 \\ 22.89 \\ 0.00 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_{g2e} = \begin{pmatrix} 0.00 \\ 224.55 \\ 399.20 \\ 523.95 \\ 598.80 \\ 623.75 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

vigas internas

$$V_{g2i_i} := \left(0.5 - \frac{x_i}{L_v}\right) \cdot L_v \cdot g_{2i}$$

$$M_{g2i_i} := \frac{x_i}{L_v} \cdot \left(1 - \frac{x_i}{L_v}\right) \cdot g_{2i} \cdot \frac{L_v^2}{2}$$

$$V_{g2i} = \begin{pmatrix} 125.35 \\ 100.28 \\ 75.21 \\ 50.14 \\ 25.07 \\ 0.00 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

$$M_{g2i} = \begin{pmatrix} 0.00 \\ 245.94 \\ 437.22 \\ 573.85 \\ 655.83 \\ 683.16 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Carregamento g3 e carregamentos de carga móvel (modelo de grelha)

Os esforços do carregamento g3 e dos carregamento de carga móvel foram obtidos através do modelo de grelha no programa de elementos finitos e estão apresentados nas tabelas a seguir.

São apresentados os valores referentes às vigas que apresentam os esforços máximos.

Resumo dos esforços solicitantes nas vigas principais

V1 = V4 - MOMENTOS (kN.m)

SEÇÃO	Mg1	Mg2	Mg3	Mg_total	Mg_parcial
x1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
x2	243,26	224,55	232,37	743,08	728,27
x3	432,47	399,20	411,79	1267,93	1271,28
x4	567,61	523,95	538,26	1656,61	1638,27
x5	648,70	598,80	613,42	1901,53	1882,27
x6	675,73	623,75	638,25	1966,07	1946,95

V2 = V3 - MOMENTOS (kN.m)

SEÇÃO	Mg1	Mg2	Mg3	Mg_total	Mg_parcial
x1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
x2	243,26	145,94	208,64	620,36	532,11
x3	432,47	437,22	372,25	1069,25	907,01
x4	567,61	573,85	490,80	1375,14	1156,00
x5	648,70	655,83	562,65	1675,49	1320,62
x6	675,73	683,16	586,82	1630,81	1363,94

$$M_{g3_1} := 638,25 \text{ kN.m} \quad M_{q_1} := 1966,07 \text{ kN.m}$$

$$M_{g3_2} := 586,82 \text{ kN.m} \quad M_{q_2} := 1630,81 \text{ kN.m}$$

V1 = V4 - CORTANTES (kN)

SEÇÃO	Vg1	Vg2	Vg3	Vg_total	Vg_parcial
x1	123,99	114,45	121,46	395,46	396,26
x2	99,19	91,56	96,08	222,62	223,27
x3	74,39	68,67	71,70	171,23	171,53
x4	49,59	45,78	48,04	124,03	124,50
x5	24,80	22,89	24,80	80,90	81,62
x6	0,00	0,00	0,00	40,97	41,72

V2 = V3 - CORTANTES (kN)

SEÇÃO	Vg1	Vg2	Vg3	Vg_total	Vg_parcial
x1	123,99	125,35	103,32	341,17	306,44
x2	99,19	100,28	83,74	200,59	169,66
x3	74,39	75,21	63,17	155,73	132,79
x4	49,59	50,14	41,87	116,81	102,12
x5	24,80	25,07	20,16	81,37	73,92
x6	0,00	0,00	0,00	48,59	47,01

Reações de apoio

Na tabela a seguir são apresentados os valores das reações de apoio devido aos carregamentos no modelo de viga e no modelo de grelha

Reações de apoio

Apoio	g1	g2	g3	qt	qt_eixo	qm	qdt	qdm
V1	134,23	120,98	125,37	396,82	133,27	408,61	126,35	137,96
V2	134,23	138,41	99,38	343,15	381,05	304,44	156,10	114,98
V3	134,23	138,41	99,38	167,47	381,05	52,63	156,10	41,00
V4	134,23	120,98	125,37	121,66	133,27	-16,24	126,35	-11,52

caso 1 - ponte totalmente carregada (veículo principal no bordo)

caso 2 - ponte totalmente carregada (veículo principal no eixo)

caso 3 - ponte parcialmente carregada (veículo principal no bordo)

caso 4 - vão totalmente carregado apenas com carga distribuída

caso 5 - vão metade carregado apenas com carga distribuída

Rotações no apoio
g3 (rad)

Apoio	g3
V1	0,00070
V2	0,00062
V3	0,00062
V4	0,00070

Rotações no apoio
carga móvel (rad)

Vigas	q_total	q_parcial
V1	0,00187	0,00185
V2	0,00156	0,00127
V3	0,00116	0,00056
V4	0,00080	0,00006

Dimensionamento das Vigas Principais

A seguir é apresentado o dimensionamento à flexão e ao cisalhamento das vigas principais da superestrutura (longarinas) em concreto protendido realizado através de programa de computador específico desenvolvido pela Arcus Consultoria e Projetos Ltda. No cálculo da perdas de protensão são adotados os procedimentos indicados no item 9.6 da NBR-6118/2023.

O dimensionamento ao cisalhamento é realizado conforme o Modelo de Cálculo I da NBR-6118/2023 (item 17.4.2.2) e leva em conta os efeitos favoráveis da protensão.

Também é apresentado o dimensionamento ao cisalhamento na ligação entre mesa e alma conforme o Anexo E da NBR 7187:2021

ESTUDO DA PROTENSÃO

CLIENTE: SGP / CE
 PROJETO: PONTE SOBRE O RIO ACARAI

AÇO: CP190 RS TENSÃO MÁXIMA (MPa): 1402,20

MÓDULO DE ELASTICIDADE DO AÇO (MPa):

200000

ÁREA DO CABO (cm²):

10,09

GRUPO DE CABOS:

3

ESCORREGAMENTO DAS ANCORAGENS (mm):

6,0

COEFICIENTE DE ATRITO μ :

0,20

COEFICIENTE DE DESVIO K (rad/m):

0,002

RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA DO CONCRETO - fck (MPa):

35

IDADE EM QUE SE APLICA A PROTENSÃO (DIAS):

28

NÚMERO DE SEÇÕES:

11



ESTUDO DA PROTENSÃO

CARACTERÍSTICAS DAS SEÇÕES - VIGA ISOLADA

SEÇÃO	A (m ²)	I (m ⁴)	W _x (m ³)	W _y (m ³)	W _t (m ³)	y _s (m)	y _t (m)
0	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
1	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
2	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
3	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
4	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
5	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
6	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
7	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
8	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
9	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616
10	0,4550	0,0925	0,1352	0,1500	0,1500	0,684	0,616

ESTUDO DA PROTENSÃO

CARACTERÍSTICAS DAS SEÇÕES - VIGA NO CONJUNTO

SEÇÃO	A (m²)	I (m⁴)	W _s (m³)	W _{s'} (m³)	W _s (m³)	ys (m)	yl (m)
0	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
1	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
2	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
3	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
4	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
5	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
6	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
7	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
8	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
9	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992
10	0,8750	0,2280	0,7414	0,4492	0,2297	0,508	0,992



ESTUDO DA PROTENSÃO

GRUPO DE CABOS >	Nº	Q1
QUANTIDADE:		
CABOS: C1		1
TENSÃO INICIAL (MPa):		1402,20
ANCORAGEM ESQUERDA:		
ANCORAGEM DIREITA:		

SEÇÃO	ΔX (m)	X (m)	Y (m)	α		Δα (rad)	TENSÕES APÓS PERDAS (MPa)				
				(rad)	(graus)		GRAVAÇÃO	DEF. IMEDIATA	RETRAÇÃO	FLUÊNCIA	RELAXAÇÃO
0	0,000	0,000	0,95	0,091	5,2	0,000	1264,49	1246,47	1232,45	1218,43	1141,15
1	2,180	2,180	0,75	0,091	5,2	0,000	1280,43	1262,42	1248,39	1234,37	1156,10
2	2,180	4,360	0,55	0,091	5,2	0,000	1296,40	1278,39	1264,37	1250,34	1171,07
3	2,180	6,540	0,35	0,078	4,5	0,014	1308,62	1290,61	1276,59	1262,56	1182,53
4	2,180	8,720	0,21	0,046	2,6	0,046	1315,30	1297,89	1283,86	1269,84	1189,35
5	2,180	10,900	0,16	0,000	0,0	0,081	1319,60	1301,58	1287,56	1273,54	1192,82
6	2,180	13,080	0,21	-0,046	-2,6	0,137	1315,90	1297,89	1283,85	1269,84	1189,35
7	2,180	15,260	0,35	-0,078	-4,5	0,169	1308,62	1290,61	1276,59	1262,56	1182,53
8	2,180	17,440	0,55	-0,091	-5,2	0,183	1296,40	1278,39	1264,37	1250,34	1171,07
9	2,180	19,620	0,75	-0,091	-5,2	0,183	1280,43	1262,42	1248,39	1234,37	1156,10
10	2,180	21,800	0,95	-0,091	-5,2	0,163	1264,49	1246,47	1232,45	1218,43	1141,15

ALONG. ESQ.: 0,075 m
ALONG. DIR.: 0,075 m



ESTUDO DA PROTENSÃO

GRUPO DE CABOS >

QUANTIDADE

CABOS C2

TENSÃO INICIAL (MPa):

ANCORAGEM ESQUERDA:

ANCORAGEM DIREITA:

Nº 02

FASE DE PROTENSÃO:

1402,20

ATIVA

ATIVA

SEÇÃO	ΔX (m)	X (m)	Y (m)	α		Δα (rad)	TENSÕES APÓS PERDAS					
				α			ATRITO	CRAVAÇÃO	DEF. IMEDIATA	RETRAÇÃO	FLUÊNCIA	RELAXAÇÃO
				(rad)	(graus)							
0	0,000	0,000	0,68	0,078	4,5	0,000	1402,20	1270,01	1252,00	1237,98	1223,95	1146,33
1	2,180	2,180	0,51	0,076	4,3	0,002	1395,46	1263,85	1265,83	1251,81	1237,79	1159,30
2	2,180	4,360	0,35	0,062	3,5	0,016	1385,69	1294,55	1276,53	1262,51	1248,49	1169,33
3	2,180	6,540	0,24	0,039	2,2	0,039	1373,27	1302,79	1284,78	1270,78	1256,73	1177,06
4	2,180	8,720	0,18	0,021	1,2	0,067	1362,29	1312,38	1294,37	1280,35	1266,33	1186,05
5	2,180	10,900	0,15	0,000	0,0	0,078	1350,77	1321,44	1303,43	1289,40	1276,38	1194,55
6	2,180	13,080	0,18	-0,021	-1,2	0,098	1362,29	1312,38	1294,37	1280,35	1266,33	1186,05
7	2,180	15,260	0,24	-0,039	-2,2	0,117	1373,27	1302,79	1284,78	1270,78	1256,73	1177,06
8	2,180	17,440	0,35	-0,062	-3,5	0,140	1385,69	1294,55	1276,53	1262,51	1248,49	1169,33
9	2,180	19,620	0,51	-0,076	-4,3	0,153	1395,46	1283,85	1265,83	1251,81	1237,79	1159,30
10	2,180	21,800	0,68	-0,078	-4,5	0,156	1402,20	1270,01	1252,00	1237,98	1223,96	1146,33

ALONG. ESQ.: 0,075 m
ALONG. DIR.: 0,075 m



ESTUDO DA PROTENSÃO

GRUPO DE CABOS >		Nº	03
QUANTIDADE:		1	
FASE DE PROTENSÃO:		1	
CABOS	C3	1402,20	
TENSÃO INICIAL (MPa):			
ANCORAGEM ESQUERDA:			ATIVA
ANCORAGEM DIREITA:			ATIVA

SEÇÃO	AX (m)	X (m)	Y (m)	α		Δα (rad)	TENSÕES APÓS PERDAS					RELAXAÇÃO
				(rad)	(graus)		ATRITO	CRAVACÃO	DEF. IMEDIATA	RETRAÇÃO	FLUÊNCIA	
0	0,000	0,000	0,41	0,055	3,2	0,000	1402,20	1279,29	1261,27	1247,25	1233,23	1155,03
1	2,180	2,180	0,29	0,046	2,6	0,009	1383,55	1268,73	1270,72	1256,70	1242,67	1163,88
2	2,180	4,360	0,21	0,028	1,6	0,027	1382,41	1295,69	1277,68	1263,66	1249,83	1170,41
3	2,180	6,540	0,17	0,014	0,8	0,041	1372,61	1303,99	1285,98	1271,96	1257,94	1178,18
4	2,180	8,720	0,15	0,005	0,3	0,050	1364,14	1313,62	1295,60	1261,58	1267,56	1187,21
5	2,180	10,900	0,15	0,000	0,0	0,055	1356,98	1324,53	1306,52	1252,50	1278,47	1197,44
6	2,180	13,080	0,15	-0,005	-0,3	0,060	1344,14	1313,62	1285,60	1261,58	1267,56	1187,21
7	2,180	15,260	0,17	-0,014	-0,8	0,069	1372,61	1303,99	1285,98	1271,96	1257,94	1178,18
8	2,180	17,440	0,21	-0,028	-1,6	0,083	1382,41	1295,69	1277,68	1263,66	1249,83	1170,41
9	2,180	19,620	0,29	-0,046	-2,6	0,101	1392,55	1288,73	1270,72	1256,70	1242,67	1163,88
10	2,180	21,800	0,41	-0,055	-3,2	0,110	1402,20	1279,29	1261,27	1247,25	1233,23	1155,03

ALONG. ESQ.: 0,075 m
ALONG. DIR.: 0,075 m



ESTUDO DA PROTENSÃO



SEÇÃO	MOMENTOS DEVIDOS AOS CARREGAMENTOS (KN.m)			
	Mg1	Mg2	Mg3	Mg
0	0,00	0,00	0,00	0,00
1	243,26	224,55	232,37	743,06
2	432,47	399,20	411,79	1287,93
3	567,61	523,95	538,26	1656,61
4	648,70	598,80	613,42	1901,53
5	675,73	623,75	638,25	1966,07
6	648,70	598,80	613,42	1901,53
7	567,61	523,95	538,26	1656,61
8	432,47	399,20	411,79	1287,93
9	243,26	224,55	232,37	743,06
10	0,00	0,00	0,00	0,00

ESTUDO DA PROTENSÃO



SEÇÃO		TENSÕES DEVIDAS AOS CARREGAMENTOS (MPa)				
		g1	g2	g3	q+	0.7 q+
0	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	S	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	S'			0,00	0,00	0,00
1	I	1,62	1,50	1,01	3,23	2,26
	S	-1,80	-1,65	-0,31	-1,00	-0,70
	S'			-0,52	-1,65	-1,16
2	I	2,88	2,66	1,79	5,61	3,92
	S	-3,20	-2,95	-0,56	-1,74	-1,22
	S'			-0,92	-2,87	-2,01
3	I	3,78	3,49	2,34	7,21	5,05
	S	-4,20	-3,88	-0,73	-2,23	-1,56
	S'			-1,20	-3,69	-2,58
4	I	4,32	3,99	2,67	8,28	5,79
	S	-4,80	-4,43	-0,83	-2,56	-1,80
	S'			-1,37	-4,23	-2,96
5	I	4,50	4,16	2,78	8,55	5,99
	S	-5,00	-4,61	-0,86	-2,65	-1,88
	S'			-1,42	-4,38	-3,06
6	I	4,32	3,99	2,67	8,28	5,79
	S	-4,80	-4,43	-0,83	-2,56	-1,80
	S'			-1,37	-4,23	-2,96
7	I	3,78	3,49	2,34	7,21	5,05
	S	-4,20	-3,88	-0,73	-2,23	-1,56
	S'			-1,20	-3,69	-2,58
8	I	2,88	2,66	1,79	5,61	3,92
	S	-3,20	-2,95	-0,56	-1,74	-1,22
	S'			-0,92	-2,87	-2,01
9	I	1,62	1,50	1,01	3,23	2,26
	S	-1,80	-1,65	-0,31	-1,00	-0,70
	S'			-0,52	-1,65	-1,16
10	I	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	S	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	S'			0,00	0,00	0,00

ESTUDO DA PROTENSÃO



ESFORÇOS DA PROTENSÃO COM PERDAS IMEDIATAS - ETAPA 01

SEÇÃO	Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kN.m)	TENSÕES (MPa)		
				σ _i	σ _s	σ _{s'}
0	-3782,58	283,06	238,76	-6,72	-10,08	
1	-3822,84	271,52	-382,66	-10,95	-5,57	
2	-3858,75	232,92	-951,15	-14,82	-1,45	
3	-3891,07	169,60	-1412,52	-17,97	1,90	
4	-3921,18	92,90	-1710,29	-20,02	4,03	
5	-3946,73	0,00	-1839,16	-20,94	4,93	
6	-3921,18	-92,96	-1710,29	-20,02	4,03	
7	-3891,07	-169,60	-1412,52	-17,97	1,90	
8	-3858,75	-232,92	-951,15	-14,82	-1,45	
9	-3822,84	-271,52	-382,66	-10,95	-5,57	
10	-3782,58	-283,06	238,76	-6,72	-10,08	

ESTUDO DA PROTENSÃO



ESFORÇOS DA PROTENSÃO COM PERDAS FINAIS ETAPA 1

SEÇÃO	Np (kN)	Vp (kN)	Mp (kN.m)	TENSÕES (MPa)		
				σ_1	σ_2	σ_3
0	-3463,42	259,17	218,52	-6,16	-9,23	
1	-3501,15	248,67	-350,52	-10,03	-5,10	
2	-3534,76	213,37	-871,29	-13,58	-1,32	
3	-3564,99	155,39	-1294,14	-16,46	1,74	
4	-3593,15	85,18	-1567,21	-18,35	3,69	
5	-3617,07	0,00	-1685,55	-19,19	4,52	
6	-3593,15	-85,18	-1567,21	-18,35	3,69	
7	-3564,99	-155,39	-1294,14	-16,46	1,74	
8	-3534,76	-213,37	-871,29	-13,58	-1,32	
9	-3501,15	-248,67	-350,52	-10,03	-5,10	
10	-3463,42	-259,17	218,52	-6,16	-9,23	

ESTUDO DA PROTENSÃO



VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES (MPa)

VIGA		FASE 1	FASE 2	FASE 3	FASE 4	FASE 5	FASE 6
0	I	-7,39	-6,72	-6,72	-6,16	-6,16	-6,16
	S	-11,09	-10,08	-10,08	-9,23	-9,23	-9,23
	S'	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	I	-10,43	-7,83	-7,83	-5,90	-2,67	-4,28
	S	-7,93	-9,03	-9,03	-8,88	-9,88	-9,38
	S'	0,00	0,00	-0,52	-0,52	-2,17	-1,34
2	I	-13,42	-9,28	-9,28	-6,24	-0,63	-3,44
	S	-4,79	-7,60	-7,60	-8,03	-9,77	-8,90
	S'	0,00	0,00	-0,92	-0,92	-3,78	-2,35
3	I	-15,98	-10,69	-10,69	-6,84	0,37	-3,24
	S	-2,11	-6,18	-6,18	-7,06	-9,30	-8,18
	S'	0,00	0,00	-1,20	-1,20	-4,89	-3,04
4	I	-17,70	-11,70	-11,70	-7,36	0,92	-3,22
	S	-0,36	-5,19	-5,19	-6,36	-8,92	-7,64
	S'	0,00	0,00	-1,37	-1,37	-5,60	-3,48
5	I	-18,52	-12,27	-12,27	-7,74	0,81	-3,47
	S	0,42	-4,68	-4,68	-5,95	-8,61	-7,28
	S'	0,00	0,00	-1,42	-1,42	-5,80	-3,61
6	I	-17,70	-11,70	-11,70	-7,36	0,92	-3,22
	S	-0,36	-5,19	-5,19	-6,36	-8,92	-7,64
	S'	0,00	0,00	-1,37	-1,37	-5,60	-3,48
7	I	-15,98	-10,69	-10,69	-6,84	0,37	-3,24
	S	-2,11	-6,18	-6,18	-7,06	-9,30	-8,18
	S'	0,00	0,00	-1,20	-1,20	-4,89	-3,04
8	I	-13,42	-9,28	-9,28	-6,24	-0,63	-3,44
	S	-4,79	-7,60	-7,60	-8,03	-9,77	-8,90
	S'	0,00	0,00	-0,92	-0,92	-3,78	-2,35
9	I	-10,43	-7,83	-7,83	-5,90	-2,67	-4,28
	S	-7,93	-9,03	-9,03	-8,88	-9,88	-9,38
	S'	0,00	0,00	-0,52	-0,52	-2,17	-1,34
10	I	-7,39	-6,72	-6,72	-6,16	-6,16	-6,16
	S	-11,09	-10,08	-10,08	-9,23	-9,23	-9,23
	S'	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

FASE 1 $g1 + 1,1p1i$
 FASE 2 $g1 + p1i + g2$
 FASE 3 $g1 + p1i + g2 + p2i$
 FASE 4 $g1 + p1i + g2 + p2i + g3$
 FASE 5 $g1 + p1i + g2 + p2i + g3 + q+$
 FASE 6 $g1 + p1i + g2 + p2i + g3 + 0,5q+$

CORTANTES NAS VIGAS PRINCIPAIS (kN)

OBRA: PONTE SOBRE O RIO AÇARÁ



Seção	V_{g1}	V_{g2}	V_{g3}	V_q
0	123,99	114,45	121,46	396,26
1	99,19	91,56	96,09	223,27
2	74,39	68,67	71,70	171,53
3	49,59	45,76	48,04	124,50
4	24,80	22,88	24,80	81,62
5	0,00	0,00	0,00	41,72

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO - NBR 6118 / 2023

OBRA: PONTE SOBRE O RIO ACARAI

$$\begin{aligned}
 f_{td} &= 35.000 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{yk} &= 500.000 \text{ N/mm}^2 \\
 \alpha_{s2} &= 1,25 \\
 V_{dmax} &= 1,35V_g + 0,9V_p + 1,5V_{qmax} \\
 V_{dmin} &= 1,35V_g + 0,9V_p + 1,0V_{qmin} \\
 V_{ed} &= V_{dmax} \\
 V_{Rd2} &= 0,27 \alpha_{s2} f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \\
 V_{ed} &= V_{Rd2} \text{ (1 + } M_{0d} / M_{0dmax}) \leq 2 \cdot V_{Rd2} \\
 V_{ed} &= 0,8 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c = 1605 \text{ kN/m}^2 \\
 V_{ed} &= V_{ed} - V_{ed} \geq 0 \\
 A_{sv}/s &= V_{ed} / (0,9 \cdot d \cdot f_{td}) \\
 \rho_{sv} &= 0,2 f_{td} / f_{yk} = 0,128 \%
 \end{aligned}$$

Seção	V_g (kN)	V_{gmax} (kN)	V_{gmin} (kN)	V_p (kN)	V_{pmax} (kN)	V_{pmin} (kN)	V_{ed} (kN)	V_{Rd2} (kN)	b_w (m)	S_{p2}	b_{wmax} (m)	d (m)	V_{ed} (kN)	V_{ed}/V_{Rd2}
S0	359,90	396,26	0,00	-259,17	995,60	995,60	252,61	995,60	0,400	0,038	0,362	1,350	2.836,90	0,35
S1	286,83	223,27	0,00	-248,67	582,06	582,06	163,42	582,06	0,200	0,038	0,162	1,350	1.269,55	0,46
S2	214,76	171,53	0,00	-213,37	419,51	419,51	97,90	419,51	0,200	0,038	0,162	1,350	1.269,55	0,33
S3	143,41	124,50	0,00	-155,39	240,50	240,50	53,75	240,50	0,200	0,038	0,162	1,350	1.269,55	0,19
S4	72,49	81,62	0,00	-85,18	143,63	143,63	21,20	143,63	0,200	0,038	0,162	1,350	1.269,55	0,11
S5	0,00	41,72	0,00	0,00	62,58	62,58	0,00	62,58	0,200	0,038	0,162	1,350	1.269,55	0,05

Seção	σ_{comp} (kN/m ²)	W_{xx} (m ³)	M_{dmax} (kN.m)	M_0 (kN.m)	V_{ed} (kN)	V_g (kN)	V_{ed} (kN)	A_{sv}/s (cm ² /m)	V_{ed}/V_{Rd2} (kN)	k_1	A_{sv}/s (cm ² /m)	A_{sv}/s (cm ² /m)
S0	6,155	0,2297	0,00	1,272,44	470,61	941,23	54,37	1,03	0,00	1,00	1,03	5,14
S1	10,032	0,2297	2,338,49	2,073,84	210,61	397,38	184,68	3,50	0,00	1,00	3,50	2,57
S2	13,577	0,2297	3,610,57	2,806,84	210,61	374,33	45,18	0,86	0,00	1,00	0,86	2,57
S3	16,463	0,2287	4,685,17	3,403,35	210,61	363,59	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2,57
S4	18,345	0,2287	5,364,53	3,792,49	210,61	358,49	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2,57
S5	19,187	0,2297	5,565,04	3,968,45	210,61	360,71	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	2,57

DIMENSIONAMENTO AO CISCALHAMENTO NA LIGAÇÃO ENTRE A MESA COMPRIMIDA E A ALMA (ANEXO E - NBR 7187:2021)

OBRA: PONTE SOBRE O RIO ACARAÍ

$$f_{cd} = 35.000 \text{ kN/m}^2 \quad f_{td} = 25000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{yk} = 500.000 \text{ kN/m}^2 \quad f_{yd} = 434783 \text{ kN/m}^2$$

$$\theta_t = 45 \text{ graus}$$

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3210 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{ctd} = f_{ctm} / \gamma_c = 1605 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ctd} / 250) = 0,86$$

$$V_{ed} = 0,6 f_{ctd} \cdot h_v \cdot d$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \alpha_{v2} f_{ctd} \cdot h_v \cdot \sin \theta_t \cdot \cos \theta_t$$

$$A_v/s = (V_{ed} / 0,9 d f_{yd}) \cdot \tan \theta_t$$

$$\rho_{af,min} = 0,2 f_{ctm} / f_{yk} = 0,128\%$$

SEÇÃO	V _{ed} (kN)	b _{ef} (m)	b _w (m)	d (m)	h _f (m)	η	V _{fd} (kN)	V _{Rd2} (kN)	V _{cd} (kN)	V _{cf} (kN)	A _s (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)
1	996	2,10	0,40	1,35	0,20	0,40	403	1161	260	260	2,7	2,6
2	582	2,10	0,20	1,35	0,20	0,45	263	1161	260	260	0,1	2,6
3	420	2,10	0,20	1,35	0,20	0,45	190	1161	260	260	0,0	2,6
4	240	2,10	0,20	1,35	0,20	0,45	109	1161	260	260	0,0	2,6
5	144	2,10	0,20	1,35	0,20	0,45	65	1161	260	260	0,0	2,6
6	63	2,10	0,20	1,35	0,20	0,45	28	1161	260	260	0,0	2,6

Vigas principais - Verificação à ruptura

$$f_{ptk} = 1900.00 \text{ MPa}$$

$$f_{pyk} = 1710.00 \text{ MPa}$$

$$f_{pyd} = \frac{f_{pyk}}{1.15}$$

$$f_{pyd} = 1486.96 \text{ MPa}$$

número de cabos:

$$n_c := 3$$

área do cabo:

$$A_p := 10.09 \text{ cm}^2$$

distância do CG dos cabos ao bordo inferior:

$$y_p := 0.15 \text{ m}$$

área da armadura passiva da viga:

$$A_{sv} := 5.00 \text{ cm}^2$$

distância do CG da armadura passiva ao bordo inferior:

$$y_{sv} := 0.05 \text{ m}$$

largura da mesa colaborante:

$$b_f := b_{fc}$$

$$b_f = 2.10 \text{ m}$$

altura total da viga

$$h_{t_viga} := h_v + h_f$$

$$h_{t_viga} = 1.50 \text{ m}$$

$$d_p := h_{t_viga} - y_p$$

$$d_p = 1.35 \text{ m}$$

$$d_s := h_{t_viga} - y_{sv}$$

$$d_s = 1.45 \text{ m}$$

$$\sigma_s := f_{yd}$$

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa}$$

$$R_{sd} := A_{sv} \cdot \sigma_s$$

$$R_{sd} = 217.39 \text{ kN}$$

$$\sigma_{pd_est} := 0.8 \cdot f_{ptk}$$

$$\sigma_{pd_est} = 1520.00 \text{ MPa}$$

$$R_{pd} := n_c \cdot A_p \cdot \sigma_{pd_est}$$

$$R_{pd} = 4601.04 \text{ kN}$$

$$R_{cd} := R_{sd} + R_{pd}$$

$$R_{cd} = 4818.43 \text{ kN}$$

$$y := \frac{R_{cd}}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_f}$$

$$y = 0.108 \text{ m}$$

$$\chi_n := \begin{cases} y & \text{if } y \leq h_f \\ \frac{R_{cd} - 0.85 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot (b_f - b_l)}{0.85 \cdot f_{cd} \cdot b_l} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$y = 0.108 \text{ m}$$

$$\chi := \frac{y}{d_s}$$

$$\chi = 0.135 \text{ m}$$

$$k_\chi := \frac{\chi}{d_s}$$

$$k_\chi = 0.093$$

Cálculo das deformações:

$$\text{Deformação} := \begin{cases} \text{"domínio 2"} & \text{if } k_x < 0.259 \\ \text{"domínio 3"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Deformação = "domínio 2"

$$\epsilon_c := \begin{cases} \left(\frac{x}{d_s - x} \cdot 0.01 \right) & \text{if } k_x < 0.259 \\ 0.0035 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon_c = 0.00103$$

$$\epsilon_s := \begin{cases} 0.010 & \text{if } k_x < 0.259 \\ \left(\frac{d_s - x}{x} \cdot 0.0035 \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon_s = 0.01000$$

$$\epsilon_{px} := \begin{cases} \frac{d_p - x}{d_s - x} \cdot 0.010 & \text{if } k_x < 0.259 \\ \left(\frac{d_p - x}{x} \cdot 0.0035 \right) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\epsilon_{px} = 0.00924$$

$$\sigma_{p_inf} := 0.6 \cdot f_{ptk}$$

$$\sigma_{p_inf} = 1140.00 \text{ MPa}$$

deformação de pré-alongamento:

$$\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p_inf}}{E_p}$$

$$\epsilon_{p0} = 0.00570$$

deformação total:

$$\epsilon_p := \epsilon_{p0} + \epsilon_{px}$$

$$\epsilon_p = 0.01494$$

$$\epsilon_{pyd} := \frac{f_{pyd}}{E_p}$$

$$\epsilon_{pyd} = 0.00743$$

$$\epsilon_{uk} := 0.035$$

tensão na armadura de protensão:

$$\sigma_{pd} := \begin{cases} (E_p \cdot \epsilon_p) & \text{if } \epsilon_p < \frac{f_{pyd}}{E_p} \\ \left[f_{pyd} + \left(\frac{\frac{f_{ptk}}{1.15} - f_{pyd}}{\epsilon_{uk} - \epsilon_{pyd}} \right) (\epsilon_p - \epsilon_{pyd}) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{pd} = 1531.94 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{pd_est} - \sigma_{pd}}{\sigma_{pd}} = -0.0078$$

braços de alavanca:

$$R_{cd1} := 0,85 f_{cd} (b_{fe} - b_1) \cdot \min(y, h_f)$$

$$R_{cd1} = 2982,84 \cdot \text{kN}$$

$$R_{cd2} := 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_1 \cdot y$$

$$R_{cd2} = 1835,59 \cdot \text{kN}$$

$$z_s := \frac{\left(d_s - \frac{\min(y, h_f)}{2}\right) \cdot R_{cd1} + \left(d_s - \frac{y}{2}\right) \cdot R_{cd2}}{R_{cd}}$$

$$z_s = 1,40 \text{ m}$$

$$z_p := \frac{\left(d_p - \frac{\min(y, h_f)}{2}\right) \cdot R_{cd1} + \left(d_p - \frac{y}{2}\right) \cdot R_{cd2}}{R_{cd}}$$

$$z_p = 1,30 \text{ m}$$

Momento resistente de projeto:

$$M_{Rd} := A_{sv} \cdot f_{yd} \cdot z_s + A_p \cdot \eta_c \cdot \sigma_{pd} \cdot z_p$$

$$M_{Rd} = 6313,32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Momentos de projeto para a viga mais desfavorável (V1):

$$M_{g_v1} := M_{g1_6} + M_{g2_6} + M_{g3_1}$$

$$M_{g_v1} = 1937,73 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{q_1} = 1966,07 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{d_v1} := 1,35 M_{g_v1} + 1,5 M_{q_1}$$

$$M_{d_v1} = 5565,05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_d := M_{d_v1}$$

$$\frac{M_d}{M_{Rd}} = 0,88$$

a segurança à ruptura é atendida

Tensões máximas admissíveis no estado limite último no ato da protensão

Resistência característica do concreto no ato da protensão:

$$f_{ckj} := 35 \text{ MPa}$$

tensão máxima admissível de tração:

$$f_{ctmj} = \left[0,3 \cdot \left(\frac{f_{ckj}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctmj} = 3,21 \cdot \text{MPa}$$

$$1,2 f_{ctmj} = 3,85 \cdot \text{MPa}$$

tensão máxima de compressão:

$$0,7 \cdot f_{ckj} = 24,50 \cdot \text{MPa}$$

tensão máxima atuante 18,5 MPa:

(atende)

tensão máxima de tração admissível:

$$f_{ctmj} = \left[0,3 \cdot \left(\frac{f_{ckj}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctmj} = 3,21 \cdot \text{MPa}$$

$$1,2 f_{ctmj} = 3,85 \cdot \text{MPa}$$

tensão máxima de tração na etapa de protensão: 0,42 MPa (atende)

Tensão máxima para verificação do estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

$$f_{ctfj} = \frac{f_{ctmj}}{0,7}$$

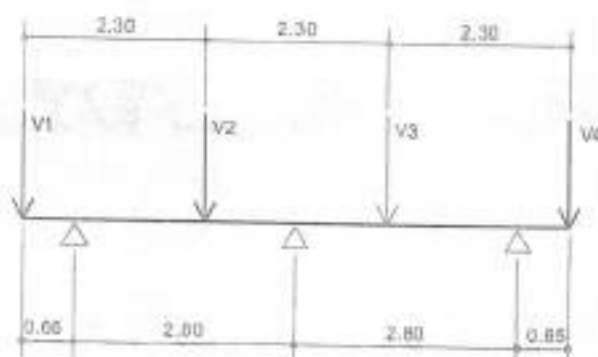
$$f_{ctfj} = 4,59 \cdot \text{MPa}$$

A verificação do estado limite de formação de fissuras é atendida porque a viga apresenta protensão completa, sem tensões de tração em serviço.

2.3 Cálculo das transversinas

As transversinas serão dimensionadas para a situação de maqueamento da superestrutura que é a hipótese de carregamento mais desfavorável.

Esquema de cálculo



Materiais:

Concreto:

Resistência característica à compressão:

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

Resistência de cálculo à compressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad f_{cd} = 25,00 \text{ MPa}$$

Peso específico:

$$\rho_c = 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Aços:

CA-50

Resistência característica ao escoamento:

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

Resistência de cálculo ao escoamento:

$$f_{yd} = 435 \text{ MPa}$$

CP-190

Tensão convencional de escoamento:

$$f_{pyk} = 1710 \text{ MPa}$$

$$f_{pyd} = 1487 \text{ MPa}$$

Tensão característica de ruptura:

$$f_{ptk} = 1900 \text{ MPa}$$

Área dos cabos:

$$A_{pi} = 6,05 \text{ cm}^2$$

Módulo de elasticidade:

$$E_p = 200 \text{ GPa}$$

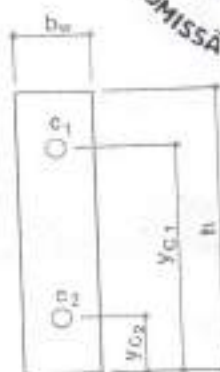
Geometria da transversina:

$$b_{wt} := 0.25\text{m}$$

$$h_t := 1.10\text{m}$$

$$A_t := b_{wt} \cdot h_t = 0.28\text{m}^2$$

$$W_t := \frac{b_{wt} \cdot h_t^2}{6} = 0.0504\text{m}^3$$



Força de protensão inicial:

$$P_i := 800\text{kN}$$

Força de protensão após as perdas:

$$P_f := 0.85P_i$$

Carregamentos:

Peso próprio:

$$g_t := b_{wt} \cdot h_t \cdot \rho_c$$

$$g_t = 6.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Viga V1=V4

$$R_{g,v1} := R_{g1} + R_{g2c} + R_{g3_1}$$

$$R_{g,v1} = 380.58\text{ kN}$$

Viga V2=V3

$$R_{g,v2} := R_{g1} + R_{g2i} + R_{g3_2}$$

$$R_{g,v2} = 372.02\text{ kN}$$

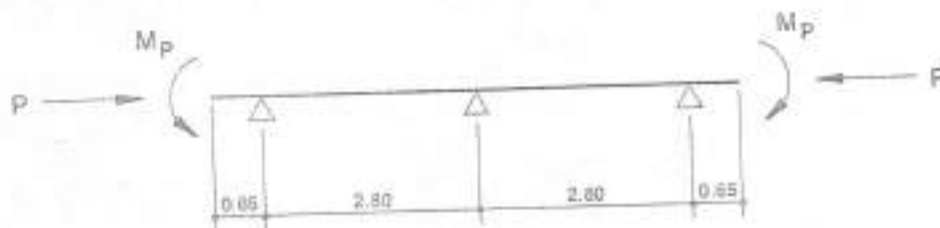
Protensão:

excentricidades dos cabos:

$$y_{c1} := 0.90\text{m} \quad e_{c1} := \frac{h_t}{2} - y_{c1} \quad e_{c1} = -0.35\text{m}$$

$$y_{c2} := 0.075\text{m} \quad e_{c2} := \frac{h_t}{2} - y_{c2} \quad e_{c2} = 0.48\text{m}$$

Esforços referentes à aplicação da protensão:



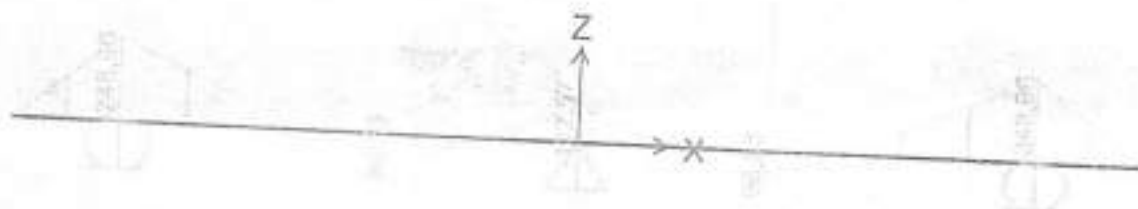
$$2 \cdot P_f = 1360.00\text{ kN}$$

$$M_p := -P_f \cdot (e_{c1} + e_{c2})$$

$$M_p = -85.0\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Diagramas de esforços no macaqueamento

momentos fletores - cargas permanentes



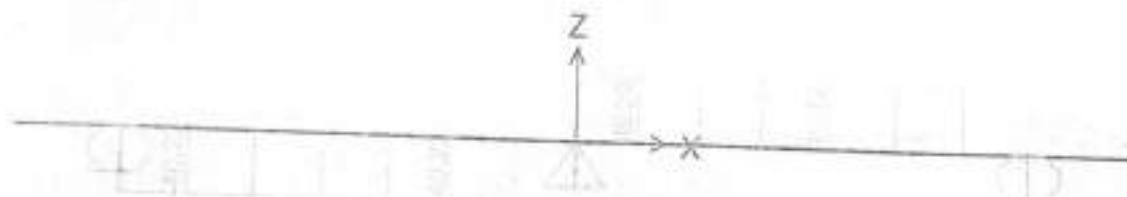
momentos fletores - protensão



esforços cortantes - cargas permanentes



esforços cortantes - protensão



Esforços devido à para cargas permanentes no macaqueamento (seções mais desfavoráveis):

$$M_{t,neg} := -249 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{trecho do balanço})$$

$$M_{t,pos} := 97 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{vãos internos})$$

$$V_t := 385 \text{ kN}$$

Esforços devido à protensão na mesmas seções:

$$M_{tp_bal} := -85 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{trecho do balanço})$$

$$M_{tp_v} := -18 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (\text{vãos internos})$$

Tensões devido aos momentos fletores devido às cargas na situação de macaqueamento:

a) momento negativo máximo:

$$\sigma_{neg,s} := \frac{-M_{t,neg}}{W_t} \quad \sigma_{neg,s} = 4.94 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{neg,i} := \frac{M_{t,neg}}{W_t} \quad \sigma_{neg,i} = -4.94 \cdot \text{MPa}$$

b) momento positivo máximo:

$$\sigma_{pos,s} := \frac{-M_{t,pos}}{W_t} \quad \sigma_{pos,s} = -1.92 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{pos,i} := \frac{M_{t,pos}}{W_t} \quad \sigma_{pos,i} = 1.92 \cdot \text{MPa}$$

Tensões nos bordos da transversina devido à protensão:

trecho do balanço

$$\sigma_{pl,s} := \frac{-2 \cdot P_f}{A_t} - \frac{M_{tp_bal}}{W_t} \quad \sigma_{pl,s} = -3.26 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{pl,i} := \frac{-2 \cdot P_f}{A_t} + \frac{M_{tp_bal}}{W_t} \quad \sigma_{pl,i} = -6.63 \cdot \text{MPa}$$

vãos internos

$$\sigma_{p2s} := \frac{-2 \cdot P_f}{A_t} - \frac{M_{tp,v}}{W_t} \quad \sigma_{p2s} = -4,59 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{p2i} := \frac{-2 \cdot P_f}{A_t} + \frac{M_{tp,v}}{W_t} \quad \sigma_{p2i} = -5,30 \cdot \text{MPa}$$

Tensões resultantes:

a) momento negativo máximo:

$$\sigma_{t,neg,s} := \sigma_{p1s} + \sigma_{neg,s} \quad \sigma_{t,neg,s} = 1,68 \cdot \text{MPa} \quad \text{tração}$$

$$\sigma_{t,neg,i} := \sigma_{p1i} + \sigma_{neg,i} \quad \sigma_{t,neg,i} = -11,57 \cdot \text{MPa} \quad \text{compressão}$$

b) momento positivo máximo:

$$\sigma_{t,pos,s} := \sigma_{p2s} + \sigma_{pos,s} \quad \sigma_{t,pos,s} = -6,51 \cdot \text{MPa} \quad \text{compressão}$$

$$\sigma_{t,pos,i} := \sigma_{p2i} + \sigma_{pos,i} \quad \sigma_{t,pos,i} = -3,38 \cdot \text{MPa} \quad \text{compressão}$$

Tensão máxima para verificação do estado limite de formação de fissuras (ELS-F)

$$f_{ctm} := \left[0,3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa} \quad f_{ctm} = 3,21 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctf} := \frac{f_{ctm}}{0,7} \quad f_{ctf} = 4,59 \cdot \text{MPa}$$

Tensão de compressão máxima admissível:

$$0,7 \cdot f_{ck} = 24,50 \cdot \text{MPa}$$

na situação de macaqueamento as tensões de tração estão abaixo do limite de formação de fissuras e as tensões de compressão estão abaixo da tensão máxima admissível.

Conclusão: as tensões máximas de compressão e tração estão atendem aos limites normativos

Verificação à ruptura

$$\sigma_{pd_est} := 0.8f_{ptk} \quad \sigma_{pd_est} = 1520 \text{ MPa}$$

$$R_{pd} := A_p \cdot \sigma_{pd_est} \quad R_{pd} = 919.60 \text{ kN} \quad R_{ed} := R_{pd}$$

$$\lambda_c := \frac{R_{ed}}{0.85f_{cd} \cdot b_{wt}} \quad \lambda_c = 0.17 \text{ m}$$

$$\lambda_s := \frac{y}{0.8} \quad \lambda_s = 0.22 \text{ m}$$

armação positiva: $d_t := h_t - y_{c2} \quad d_t = 1.03 \text{ m} \quad k_{xt} := \frac{x}{d_t} = 0.21 \quad (\text{domínio 3})$

armação negativa: $d_s := y_{c1} \quad d_s = 0.90 \text{ m} \quad k_{xs} := \frac{x}{d_s} = 0.24 \quad (\text{domínio 3})$

deformações:

armação positiva:

$$\epsilon_{pxt} := \begin{cases} \frac{d_t - x}{h_t - 0.05 \text{ m} - x} \cdot 0.010 & \text{if } k_{xt} < 0.259 \\ \left(\frac{d_t - x}{x} \cdot 0.0035 \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \epsilon_{pxt} = 0.00970$$

armação negativa:

$$\epsilon_{pxs} := \begin{cases} \frac{d_s - x}{h_t - 0.05 \text{ m} - x} \cdot 0.010 & \text{if } k_{xs} < 0.259 \\ \left(\frac{d_s - x}{x} \cdot 0.0035 \right) & \text{otherwise} \end{cases} \quad \epsilon_{pxs} = 0.00820$$

deformação devido ao pré-alongamento:

$$\sigma_{p_inf} = 0,6 \cdot f_{ptk} \quad \sigma_{p_inf} = 1140 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p_inf}}{E_p} \quad \varepsilon_{p0} = 0,00570$$

deformação total:

$$\text{armadura positiva:} \quad \varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pxi} \quad \varepsilon_{pi} = 0,01540$$

$$\text{armadura positiva:} \quad \varepsilon_{ps} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pxs} \quad \varepsilon_{ps} = 0,01390$$

$$\varepsilon_{uk} = 0,035 \quad \varepsilon_{pyd} = \frac{f_{pyd}}{E_p} = 0,00743$$

tensão na armadura de protensão:

armadura positiva:

$$\sigma_{pdi} = \begin{cases} (E_p \cdot \varepsilon_{pi}) & \text{if } \varepsilon_{pi} < \frac{f_{pyd}}{E_p} \\ \left[f_{pyd} + \left(\frac{f_{ptk}}{1,15} - f_{pyd} \right) \cdot \left(\varepsilon_{pi} - \varepsilon_{pyd} \right) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{pdi} = 1535 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{pd_est} - \sigma_{pdi}}{\sigma_{pdi}} = -0,0096$$

armadura negativa:

$$\sigma_{pds} = \begin{cases} (E_p \cdot \varepsilon_{ps}) & \text{if } \varepsilon_{ps} < \frac{f_{pyd}}{E_p} \\ \left[f_{pyd} + \left(\frac{f_{ptk}}{1,15} - f_{pyd} \right) \cdot \left(\varepsilon_{ps} - \varepsilon_{pyd} \right) \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\sigma_{pds} = 1526 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{pd_est} - \sigma_{pds}}{\sigma_{pds}} = -0,0037$$

braços de alavanca:

armação positiva:

$$z_{pi} := h_t - \frac{y}{2} - y_{c2} \quad z_{pi} = 0.94 \text{ m}$$

armação negativa:

$$z_{ps} := y_{c1} - \frac{y}{2} \quad z_{ps} = 0.81 \text{ m}$$

Momentos resistentes de projeto:

$$\text{armação positiva:} \quad M_{Rd_pos} := A_p \cdot \sigma_{pdi} \cdot z_{pi} \quad M_{Rd_pos} = 871.34 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{armação negativa:} \quad M_{Rd_neg} := A_p \cdot \sigma_{pds} \cdot z_{ps} \quad M_{Rd_neg} = 750.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Segurança à ruptura (situação de carregamento especial):

$$\text{armação positiva:} \quad M_{d_pos} := 1.25 \cdot M_{t_pos} + M_{tp_v} \quad M_{d_pos} = 103.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{armação negativa:} \quad M_{d_neg} := 1.25 \cdot M_{t_neg} + M_{tp_bal} \quad M_{d_neg} = -396.25 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{d_pos}}{M_{Rd_pos}} = 0.12$$

$$\frac{-M_{d_neg}}{M_{Rd_neg}} = 0.53$$

(a segurança à ruptura é atendida)

Dimensionamento ao cisalhamento

$$V_d := 1.25 V_t \quad V_d = 481.25 \text{ kN}$$

verificação das biela comprimida:

$$\alpha_{v2} := \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) \quad \alpha_{v2} = 0.86$$

$$V_{Rd2} := 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_{wt} \cdot d_i \quad V_{Rd2} = 1487.53 \text{ kN}$$

$$\text{compressão_bielas} := \begin{cases} \text{"atende"} & \text{if } \max(V_d) \leq V_{Rd2} \\ \text{"não atende"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{compressão_bielas} = \text{"atende"}$$

armação de cisalhamento:

$$f_{ctkinf} := 0.7 \cdot f_{ctm} \quad f_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{1.4} \quad f_{ctd} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$V_{c0} := 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_{wt} \cdot d_i \quad V_{c0} = 246.77 \text{ kN}$$

$$V_c := V_{c0} \quad (\text{desprezado o efeito da protensão a favor da segurança})$$

$$V_{sw} := V_d - V_c \quad V_{sw} = 234.48 \text{ kN}$$

$$\rho_{wmin} := 0.2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad A_{swmin} := \rho_{wmin} \cdot b_{wt} \quad A_{swmin} = 3.21 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{sw} := \begin{cases} 0 & \text{if } V_{sw} \leq 0 \\ \frac{|V_{sw}|}{(0.9 \cdot d_i \cdot f_{yd})} & \text{otherwise} \end{cases} \quad A_{sw} = 5.85 \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Cálculo dos alongamentos:

comprimento do cabo:

$$L_{cb} = 7.35m$$

força de protensão aplicada:

$$P_i = 800.00 \cdot kN$$

desvio angular total:

$$\alpha_c = 1.1deg$$

coeficiente de atrito cabo/bainha:

$$\mu_b = 0.20$$

coeficiente de desvios construtivos:

$$k = 0.002 \frac{rad}{m}$$

força de protensão inicial média ao longo do cabo:

$$x_m = \frac{L_{cb}}{2}$$

$$P_m = \left[P_i + P_i \cdot e^{-\left(\mu_b \cdot \alpha_c + k \cdot x_m \right)} \right] \cdot \frac{1}{2}$$

$$P_m = 796 \cdot kN$$

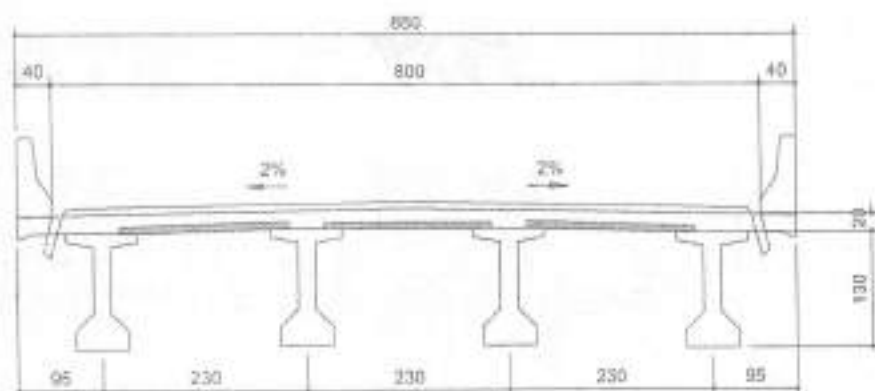
alongamento:

$$\Delta L = \frac{P_m}{A_p \cdot E_p} \cdot L_{cb}$$

$$\Delta L = 48 \cdot mm$$

(protensão apenas em uma extremidade)

2.4 Cálculo da laje



Dados da laje

Vão teórico da laje	$L_x := 2,30 \cdot \text{m}$	
Espessura da pré-laje	$h_{pr} := 0,07 \cdot \text{m}$	
Vão teórico da pré-laje	$L_l := L_x - b_l + h_{pr}$	$L_l = 1,57 \cdot \text{m}$
Espessura média da laje	$h_l := 0,20 \cdot \text{m}$	
Cobrimento	$c_n := 0,025 \cdot \text{m}$	
Espessura do pavimento	$h_{pav} = 0,07 \cdot \text{m}$	
Peso específico do asfalto	$\rho_{pav} = 24,00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	
Concreto estrutural	$f_{ck} = 35 \cdot \text{MPa}$	$f_{cd} = 25,0 \cdot \text{MPa}$
Peso específico do concreto	$\rho_c = 25,00 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$	
Aço CA-50	$f_{yk} = 500 \cdot \text{MPa}$	$f_{yd} = 434,78 \cdot \text{MPa}$
Módulo de elasticidade do aço	$E_s = 210000 \cdot \text{MPa}$	
Coefficiente de aderência do aço	$\eta_l = 2,25$	

Lajes centrais

a) Cargas Permanentes

- Cargas atuantes na pré-laje

Peso próprio da pré-laje:

$$g_1 := h_{pr} \cdot \rho_c$$

$$g_1 = 1,75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{xmg1} := g_1 \cdot \frac{L_1^2}{8}$$

$$M_{xmg1} = 0,54 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Peso do concreto fresco da laje moldada no local:

$$g_2 := (h_1 - h_{pr}) \cdot \rho_c$$

$$g_2 = 3,25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{xmg2} := g_2 \cdot \frac{L_1^2}{8}$$

$$M_{xmg2} = 1,00 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

- Cargas atuantes na seção composta

Pavimentação

$$g_3 := h_{pav} \cdot \rho_{pav}$$

$$g_3 = 1,68 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$M_{xmg3} := 0,0417 \cdot g_3 \cdot L_x^2$$

$$M_{xmg3} = 0,37 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

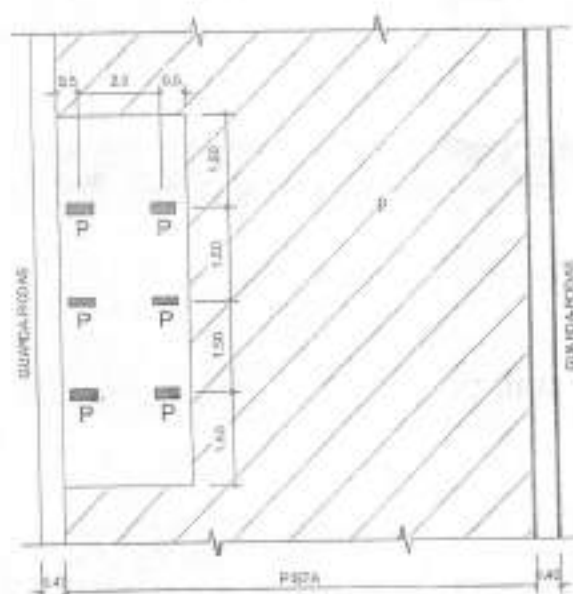
$$M_{xeg3} := -0,0833 \cdot g_3 \cdot L_x^2$$

$$M_{xeg3} = -0,74 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{ymg3} := 0,0069 \cdot g_3 \cdot L_x^2$$

$$M_{ymg3} = 0,06 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

b) Carga Móvel: Trem tipo Classe 450 kN (NBR 7188/2024)



Carga concentrada por roda:

$$P = 75,00 \text{ kN}$$

Carga uniformemente distribuída na pista:

$$p = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Carga uniformemente distribuída nos passeios:

$$p' = 3,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Distância entre eixos:

$$a_2 = 1,50 \text{ m}$$

Distância entre rodas:

$$a = 2,00 \text{ m}$$

Coefficiente de impacto vertical:

$$\phi_1 = 1,35$$

Peso da roda com impacto:

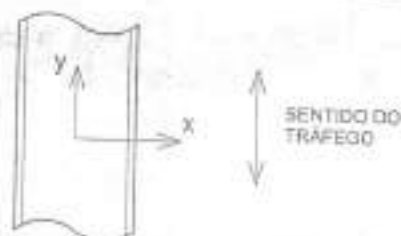
$$\phi_1 \cdot P = 101,25 \text{ kN}$$

Carga uniformemente distribuída com impacto:

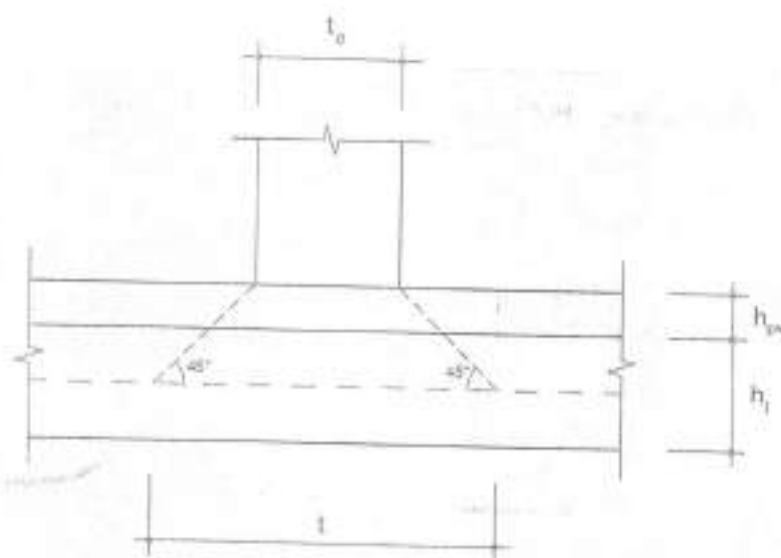
$$\phi_1 \cdot p = 6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Os momentos fletores devidos à carga móvel serão determinados com o auxílio das tabelas de Hubert Rüsch (Berechnungstabellen für Rechtwinklige Fahrbahnplatten von Straßenbrücken):

Modelo Estrutural (tabela 27B)



Determinação dos parâmetros de entrada nas tabelas:



Projeção da roda no pavimento:

$$t_{L0} \approx 0,20 \text{ m}$$

$$t_{T0} \approx 0,50 \text{ m}$$

Projeção média no pavimento:

$$t_0 := (t_{L0} \cdot t_{T0})^{0,5}$$

$$t_0 = 0,32 \text{ m}$$

Projeção da roda no eixo médio da laje;
(propagação a 45°)

$$t := t_0 + 2 \cdot h_{pav} + h_l$$

$$t = 0,66 \text{ m}$$

Parâmetros de entrada:

$$\frac{t}{a} = 0,33$$

$$\frac{L_x}{a} = 1,15$$

Momentos fletores devidos à carga móvel:

$$M_{xmq} := 0.140 \cdot \phi_1 \cdot P + 0.015 \cdot \phi_1 \cdot p \cdot m^2$$

$$M_{xmq} = 14.28 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{ymq} := 0.090 \cdot \phi_1 \cdot P + 0.016 \cdot \phi_1 \cdot p \cdot m^2$$

$$M_{ymq} = 9.22 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{xeq} := -0.287 \cdot \phi_1 \cdot P - 0.301 \cdot \phi_1 \cdot p \cdot m^2$$

$$M_{xeq} = -31.09 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Dimensionamento à flexão simples

$$\bullet \quad M_{xm}$$

$$d := h_1 - c_B - 0.01 \cdot m$$

$$d = 0.165 \text{ m}$$

$$M_{xmd} := 1.35 \cdot (M_{xmg1} + M_{xmg2} + M_{xmg3}) + 1.5 \cdot M_{xmq}$$

$$M_{xmd} = 23.99 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$K_{md} := \frac{M_{xmd}}{1.00 \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$K_{md} = 0.035$$

$$k_z := 0.979$$

$$A_{s1} := \frac{M_{xmd} \cdot m}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}}$$

$$A_{s1} = 3.42 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s1a} := 12.8 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{adotado})$$

$$\bullet \quad M_{xe}$$

$$d_e := d + \frac{b_1}{6}$$

$$d_e = 0.30 \text{ m}$$

$$M_{xed} := 1.35 \cdot M_{xeg3} + 1.5 \cdot M_{xeq}$$

$$M_{xed} = -47.64 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$K_{md} := \frac{|M_{xed}|}{1.00 \cdot d_e^2 \cdot f_{cd}}$$

$$K_{md} = 0.021$$

$$k_z := 0.987$$

$$A_{s2} := \frac{|M_{xed}|}{k_z \cdot d_e \cdot f_{yd}} \cdot m$$

$$A_{s2} = 3.72 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s2a} := 8.00 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{adotado})$$

• M_{ym}

$$d_y := h_f - b_{pr} - 0.005 \cdot m$$

$$d_y = 0.125 \text{ m}$$

$$M_{ymd} := 1.35 \cdot M_{ymg3} + 1.5 \cdot M_{ymq}$$

$$M_{ymd} = 13.91 \cdot \text{kN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$K_{md} := \frac{M_{ymd}}{1.00 \cdot d_y^2 \cdot f_{cd}}$$

$$K_{md} = 0.036$$

$$k_{27} = 0.978$$

$$A_{s3} := \frac{M_{ymd}}{k_2 \cdot d_y \cdot f_{yd}} \cdot m$$

$$A_{s3} = 2.62 \cdot \text{cm}^2$$

$$A_{s3a} := 5.00 \cdot \text{cm}^2 \quad (\text{adotado})$$

Dimensionamento ao cisalhamento

$$f_{ctm} := 0.3 \cdot \left[\left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctkinf} := 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctd} := \frac{f_{ctkinf}}{1.4}$$

$$\tau_{Rd} := 0.25 f_{ctd}$$

$$k := 1.6 - \frac{d}{\text{m}}$$

$$k = 1.44$$

$$\tau_{Rd} = 0.40 \cdot \text{MPa}$$

$$\rho_l := \frac{A_{s2a}}{d \cdot 1 \cdot \text{m}}$$

$$\rho_l = 0.0048$$

$$V_{Rd1} := \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_l) \cdot d$$

$$V_{Rd1} = 132.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

• Carga permanente

Largura da mesa superior da viga:

$$b_{fv} := b_f$$

$$b_{fv} = 0.80 \text{ m}$$

Não são consideradas as cargas que estejam a uma distância menor que 1,2h da mesa.

$$V_g := \frac{(l_x - b_{fv} - 2 \cdot 1.2 \cdot h_f)}{2} \cdot (g_1 + g_2 + g_3)$$

$$V_g = 3.41 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

- Carga móvel

$$x_1 := \frac{b_{fv}}{2} + 1.2 \cdot h_1 + \frac{l_{T0}}{2}$$

$$x_1 = 0.89 \text{ m}$$

$$x_2 := x_1 + s$$

$$x_2 = 2.89 \text{ m}$$

$$V_q := \frac{\phi_l \cdot P}{2 \cdot x_1} \left(\frac{L_x - x_1}{L_x} + \frac{L_x - x_2}{L_x} \right)$$

$$V_q = 20.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(propagação em 45°)

$$V_{sd} := 1.35 \cdot V_g + 1.5 \cdot V_q$$

$$V_{sd} = 35.02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{cisalhamento} := \begin{cases} \text{"não é necessária armadura"} & \text{if } V_{sd} \leq V_{Rd1} \\ \text{"necessita armadura"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{cisalhamento} = \text{"não é necessária armadura"}$$

Verificação da fadiga na armadura

Tensões na armadura devido à carga móvel para combinação frequente:

$$\psi_{1fad} := 0.8$$

- M_{xm}

$$\sigma_{xmq} := \frac{\psi_{1fad} M_{xmq} \cdot m}{0.87 \cdot d \cdot A_{s1a}}$$

$$\sigma_{xmq} = 62.2 \text{ MPa}$$

- M_{xe}

$$\sigma_{xeq} := \frac{-\psi_{1fad} M_{xeq} \cdot m}{0.87 \cdot d \cdot A_{s2a}}$$

$$\sigma_{xeq} = 119.8 \text{ MPa}$$

- M_{ym}

$$\sigma_{ymq} := \frac{\psi_{1fad} M_{ymq} \cdot m}{0.87 \cdot d_y \cdot A_{s2a-1}}$$

$$\sigma_{ymq} = 84.8 \text{ MPa}$$

Variações de tensões devidas à carga móvel:
(combinação frequente)

$$M_{xm} \quad \sigma_{xmq} = 62 \text{ MPa}$$

$$M_{xe} \quad \sigma_{xeq} = 120 \text{ MPa}$$

$$M_{ym} \quad \sigma_{ymq} = 85 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{smáx} := \max(\sigma_{xmq}, \sigma_{xeq}, \sigma_{ymq})$$

$$\Delta f_{smáx} = 120 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{sdfad} := 190 \text{ MPa} \quad (\text{para } 2 \times 10^6 \text{ ciclos})$$

$$\text{fadiga} := \begin{cases} \text{"atende"} & \text{if } \Delta f_{smáx} \leq \Delta f_{sdfad} \\ \text{"não atende"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{fadiga} = \text{"atende"}$$

Verificação da fissuração

$$w_{\text{kmáx}} = 0.3 \text{ mm}$$

Tensões de serviço na armadura para combinação frequente

$$\psi_1 = 0.5$$

$$\bullet \quad M_{xm}$$

$$\sigma_{xmg1} := \frac{M_{xmg1} \cdot m}{0.87 \cdot \frac{h_{pr}}{2} \cdot A_{s1a}}$$

$$\sigma_{xmg1} = 13.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xmg2} := \frac{M_{xmg2} \cdot m}{0.87 \cdot \frac{h_{pr}}{2} \cdot A_{s1a}}$$

$$\sigma_{xmg2} = 25.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xmg3} := \frac{M_{xmg3} \cdot m}{0.87 \cdot d \cdot A_{s1a}}$$

$$\sigma_{xmg3} = 2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xm q} := \frac{\psi_1 M_{xm q} \cdot m}{0.87 \cdot d \cdot A_{s1a}}$$

$$\sigma_{xm q} = 38.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xm} := \sigma_{xmg1} + \sigma_{xmg2} + \sigma_{xmg3} + \sigma_{xm q}$$

$$\sigma_{xm} = 80 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad M_{xe}$$

$$\sigma_{xeg3} := \frac{-M_{xeg3} \cdot m}{0.87 \cdot d_c \cdot A_{s2a} \cdot l}$$

$$\sigma_{xeg3} = 3.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xe q} := \frac{-\psi_1 M_{xe q} \cdot m}{0.87 \cdot d_c \cdot A_{s2a} \cdot l}$$

$$\sigma_{xe q} = 74.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{xe} := \sigma_{xeg3} + \sigma_{xe q}$$

$$\sigma_{xe} = 78.4 \text{ MPa}$$

$$\bullet \quad M_{ym}$$

$$\sigma_{ymg3} := \frac{M_{ymg3} \cdot m}{0.87 \cdot d_y \cdot A_{s3a}}$$

$$\sigma_{ymg3} = 1.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ym q} := \frac{\psi_1 M_{ym q} \cdot m}{0.87 \cdot d_y \cdot A_{s3a} \cdot l}$$

$$\sigma_{ym q} = 53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ym} := \sigma_{ymg3} + \sigma_{ym q}$$

$$\sigma_{ym} = 54.1 \text{ MPa}$$

• M_{xm}

$\phi := 8 \cdot \text{mm}$

$\sigma_{xm} := \sigma_{xm}$

$$\rho_r := \frac{A_{s1a}}{\left(e_n + \frac{\phi}{2} + 7.5 \cdot \phi\right) \cdot 1 \cdot \text{m}}$$

$\rho_r = 0.01438$

$$w_{k1} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{ctm}}$$

$w_{k1} = 0.01 \cdot \text{mm}$

$$w_{k2} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45\right)$$

$w_{k2} = 0.04 \cdot \text{mm}$

$w_k := \min(w_{k1}, w_{k2})$

$w_k = 0.01 \cdot \text{mm}$

fissuração := $\begin{cases} \text{"atende"} & \text{if } w_k \leq w_{k\text{máx}} \\ \text{"não atende"} & \text{otherwise} \end{cases}$

fissuração = "atende"

• M_{xe}

$\phi := 10 \cdot \text{mm}$

$\sigma_{xe} := \sigma_{xe}$

$$\rho_r := \frac{A_{s2a}}{\left(e_n + \frac{\phi}{2} + 7.5 \cdot \phi\right) \cdot 1 \cdot \text{m}}$$

$\rho_r = 0.00762$

$$w_{k1} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{ctm}}$$

$w_{k1} = 0.01 \cdot \text{mm}$

$$w_{k2} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45\right)$$

$w_{k2} = 0.08 \cdot \text{mm}$

$w_k := \min(w_{k1}, w_{k2})$

$w_k = 0.01 \cdot \text{mm}$

fissuração := $\begin{cases} \text{"atende"} & \text{if } w_k \leq w_{k\text{máx}} \\ \text{"não atende"} & \text{otherwise} \end{cases}$

fissuração = "atende"

$$\bullet M_{ym}$$

$$\phi := 10 \cdot \text{mm}$$

$$\sigma_{du} := \sigma_{ym}$$

$$\rho_s := \frac{A_{s3a}}{\left(c_n + \frac{\phi}{2} + 7.5 \cdot \phi\right) \cdot l \cdot m}$$

$$\rho_r = 0.00476$$

$$w_{k1} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 3 \cdot \frac{\sigma_s}{f_{ctm}}$$

$$w_{k1} = 0.00 \cdot \text{mm}$$

$$w_{k2} := \frac{\phi}{12.5 \cdot \eta_1} \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{\rho_r} + 45\right)$$

$$w_{k2} = 0.08 \cdot \text{mm}$$

$$w_k := \min(w_{k1}, w_{k2})$$

$$w_k = 0.00 \cdot \text{mm}$$

$$\text{fissuração} := \begin{cases} \text{"atende"} & \text{if } w_k \leq w_{k\max} \\ \text{"não atende"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

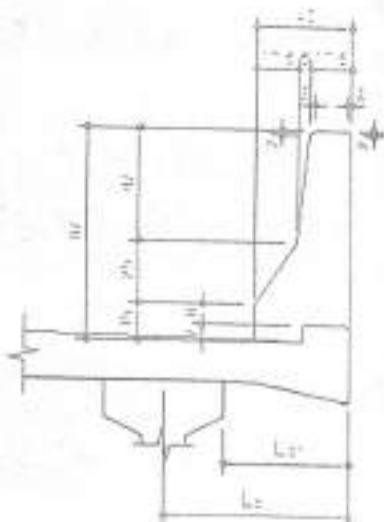
$$\text{fissuração} = \text{"atende"}$$

2.5 Cálculo da laje do balanço:

No dimensionamento da laje do balanço, a favor da segurança, foi considerada a hipótese da remoção dos passeios para alargamento das pista de rolamento

- Centro de gravidade do guarda-rodas

Considerando o guarda-rodas dividido em retângulos e triângulos:



$$L_b = 0,950 \text{ m}$$

$$L_{b1} := L_b - \frac{b_1}{2}$$

$$L_{b1} = 0,55 \text{ m}$$

$$A_1 := 0,175 \text{ m} \cdot 0,47 \text{ m}$$

$$A_1 = 0,082 \text{ m}^2$$

$$x_{b1} = \frac{0,175}{2} \text{ m}$$

$$x_1 = 0,0875 \text{ m}$$

$$A_2 := \frac{0,05 \text{ m} \cdot 0,47 \text{ m}}{2}$$

$$A_2 = 0,012 \text{ m}^2$$

$$x_{b2} := 0,175 \text{ m} + \frac{0,05}{3} \text{ m}$$

$$x_2 = 0,1917 \text{ m}$$

$$A_3 := 0,225 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m}$$

$$A_3 = 0,056 \text{ m}^2$$

$$x_3 := \frac{0,225}{2} \text{ m}$$

$$x_3 = 0,1125 \text{ m}$$

$$A_4 := \frac{0,175 \text{ m} \cdot 0,25 \text{ m}}{2}$$

$$A_4 = 0,022 \text{ m}^2$$

$$x_4 := 0,225 \text{ m} + \frac{0,175}{3} \text{ m}$$

$$x_4 = 0,2833 \text{ m}$$

$$A_5 := 0,15 \text{ m} \cdot 0,40 \text{ m}$$

$$A_5 = 0,060 \text{ m}^2$$

$$x_5 := \frac{0,40}{2} \text{ m}$$

$$x_5 = 0,20 \text{ m}$$

$$x_{gr} := L_{b1} - \left(\frac{A_1 \cdot x_1 + A_2 \cdot x_2 + A_3 \cdot x_3 + A_4 \cdot x_4 + A_5 \cdot x_5}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5} \right)$$

$$x_{gr} = 0,40 \text{ m}$$

$$P_{gr} := (A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5) \cdot \rho_c$$

$$P_{gr} = 5,80 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momento fletor devidos às cargas permanentes:

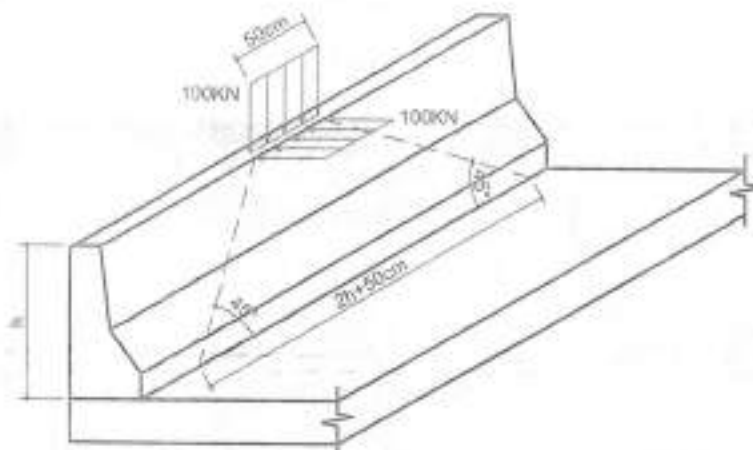
$$M_{bg} := b_1 \cdot \rho_c \cdot \frac{L_{b1}^2}{2} + P_{gr} \cdot x_{gr} + b_{pav} \cdot \rho_{pav} \cdot \frac{L_{b1}^2}{2}$$

$$M_{bg} = 3,35 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Carga móvel

A hipótese mais desfavorável é o ação de uma força horizontal no guarda-rodas devido ao impacto de um veículo:

$$h_{gr} := 0,87m$$



Consideraremos uma força horizontal de 100kN e uma força vertical de 100kN aplicado em uma extensão de 50cm (peso de uma roda) no topo do guarda-rodas.

Supondo um espraimento de 45°, o momento na extremidade da laje será:

$$\text{Força horizontal} \quad H_{imp} := 100kN$$

$$\text{Força vertical} \quad V_{imp} := 100kN$$

$$M_{bq} := \frac{H_{imp} \cdot h_{gr} + V_{imp} \cdot x_{gr}}{50cm + 2 \cdot h_{gr} + 2 \cdot L_p} \quad M_{bq} = 30,76 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$\text{Momento de projeto:} \quad M_{bd} := 1,35M_{bg} + 1,5M_{bq} \quad M_{bd} = 50,67 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Dimensionamento à flexão simples:

$$\text{Momento de projeto:} \quad M_{hd} := 1,35M_{hg} + 1,5M_{bq} \quad M_{hd} = 50,67 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$d := h_1 - c_n - 0,005 \cdot m \quad d = 0,170m$$

$$k_{md} := \frac{M_{bd}}{1,00 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad k_{md} = 0,070 \quad k_{zd} := 0,95$$

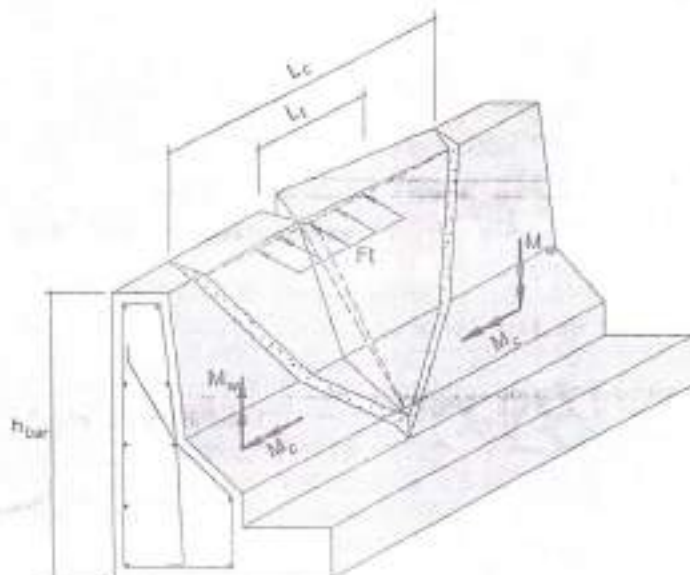
$$A_{sb} := \frac{M_{bd} \cdot m}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad A_{sb} = 7,22 \cdot cm^2$$

2.6 Dimensionamento das barreiras

As barreiras de concreto adotadas no projeto correspondem ao perfil New Jersey em conformidade com as normas NBR 14885:2016 (Segurança no tráfego - Barreiras de concreto).

De acordo com a NBR 7188:2024 as barreiras deverão suportar um impacto de uma carga de 100kN aplicada no topo do perfil.

O modelo de ruptura usualmente adotado na literatura internacional para este tipo de dispositivo é apresentado a seguir:



Extensão do trecho de aplicação da força de colisão (NBR 7188:2024):

$$L_1 := 0.50\text{m}$$

Para o mecanismo de ruptura considerado será determinada a força resistente correspondente, a qual deverá ser superior à força de colisão prevista na norma NBR-7188:2024.

A força de impacto resistente da barreira será calculada de acordo com a metodologia indicada na AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

Como o perfil New Jersey é uma barreira com espessura variável, adotaremos no dimensionamento, a favor da segurança, a espessura do ponto de ligação entre os trechos inferior e superior da barreira. Esta espessura é inferior à espessura média do elemento estrutural.

Materiais

Concreto:

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

$$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4}$$

Aço:

$$f_{yk} := 500\text{MPa}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15}$$

Seção do perfil New Jersey



altura da barreira

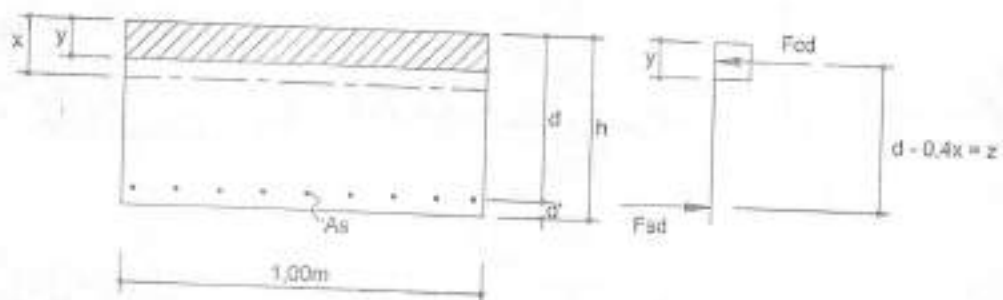
$$h_{bar} = 0.87m$$

espessura média (adotada):

$$h_m = 0.225m$$

Momento resistente ao longo do eixo vertical (M_w):

modelo resistente do elemento estrutural



$$h_m = 0.225m$$

$$d' = 3.5cm$$

$$d = h_m - d'$$

$$d = 0.190m$$

$$A_s = 4.00cm^2$$

$$(5 \phi 10)$$

$$F_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$F_{sd} = 173.91 \cdot kN$$

$$F_{cd} = F_{sd}$$

$$y = \frac{F_{cd}}{0.85 f_{cd} h_{bar}}$$

$$y = 0.01 \cdot m$$

$$x = \frac{y}{0.8}$$

$$x = 0.01m$$

$$z = d - 0.40 \cdot x$$

$$z = 0.185m$$

$$M_{wd} = F_{sd} \cdot z$$

$$M_w = \frac{M_{wd}}{1.5}$$

$$M_w = 21.39 \cdot kN \cdot m$$

Momento resistente ao longo do eixo horizontal M_c :

adotando a espessura média da barreira a favor da segurança:

$$A_{st} := 5.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\phi 10,0 \text{ c/ } 15 \text{ cm})$$

$$h_m = 0.225 \text{ m} \quad d' = 0.035 \text{ m} \quad d = 0.190 \text{ m}$$

$$F_{std} := A_{st} \cdot f_{yd} \quad F_{std} = 231.74 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \lambda_{sd} := \frac{F_{std}}{0.85 f_{cd}} \quad y = 0.013 \text{ m}$$

$$\lambda_{sc} := \frac{y}{0.80} \quad x = 0.016 \text{ m}$$

$$x_{sc} := d - 0.40 \cdot x \quad z = 0.184 \text{ m}$$

momento resistente ao longo do eixo horizontal

valor de projeto: $M_{cd} := F_{std} \cdot z \quad M_{cd} = 42.56 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

valor característico: $M_c := \frac{M_{cd}}{1.5} \quad M_c = 28.37 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$

Verificação do esforço de impacto admissível

Extensão do trecho de aplicação da força de colisão (NBR 7188:2024, item 5.2.3): $l_{col} = 0.50 \text{ m}$

Extensão do trecho crítico: $L_c := \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8 \cdot h_{bar} \cdot M_w}{M_c}} \quad L_c = 2.55 \text{ m}$

Força de impacto resistente: $R_w := \left(\frac{2}{2 \cdot L_c - L_t}\right) \cdot \left(8 \cdot M_w + \frac{M_c \cdot L_c^2}{h_{bar}}\right) \quad R_w = 167 \cdot \text{kN}$

A força de impacto resistente no trecho central da barreira é maior que a força especificada na norma NBR 7188:2024 (100 kN).

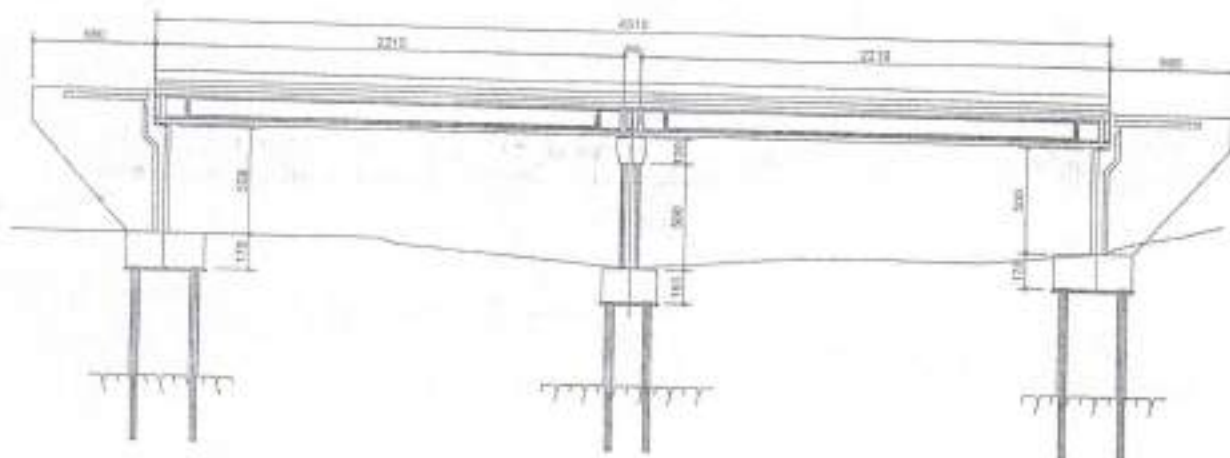
3. INFRAESTRUTURA

3.1 Geometria

A infraestrutura é concreto armado constituída por encontros nas extremidades e por um pórtico no apoio intermediário. O pórtico é constituído por dois pilares com diâmetro de 0,90m e a viga travessa para apoio das longarinas. A transmissão dos esforços da superestrutura para os pórticos se dá através de aparelhos de apoio de elastômero (neoprene) fretado. A ligação dos pilares com as fundações é feita por intermédio de blocos de coramento de concreto armado. As fundações são constituídas por estacas raiz D=400mm com as extremidades embutidas na camada de rocha.

Nas figuras a seguir são apresentadas as características geométricas da infraestrutura.

Elevação



PONTE RIO ACARAÚ

1493
FLS
COMISSÃO DE LICITAÇÃO

Technical drawing of a bridge structure, showing a plan view and a cross-section.

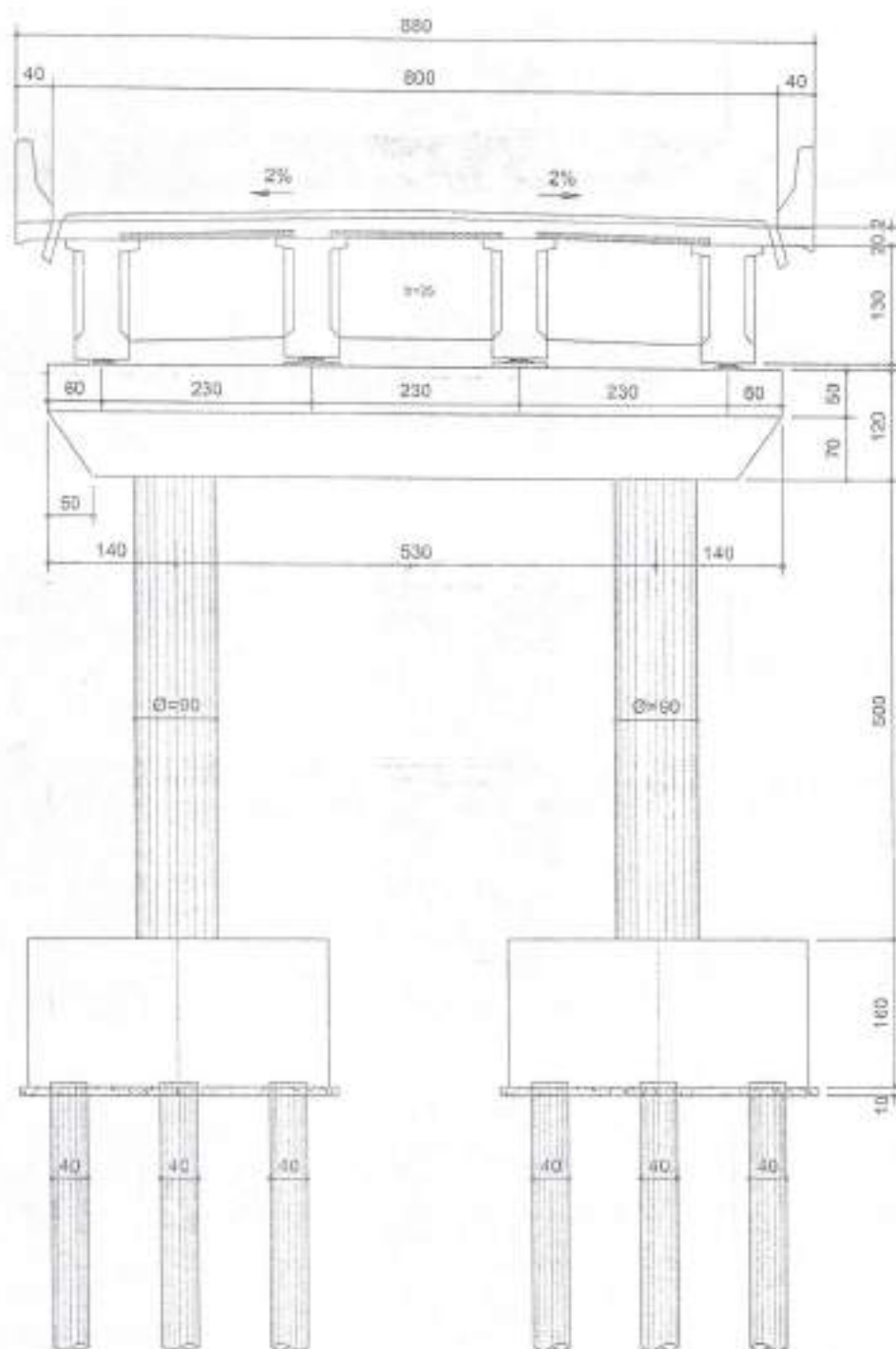
Plan View (Top):

- Overall width: 880
- Overall length: 500
- Internal width segments: 95, 230, 230, 230, 95
- Internal length segments: 40, 800, 40
- Dimensions: 130, 20.2

Cross-section (Bottom):

- Overall width: 800
- Overall length: 170
- Internal width segments: 40, 40, 40, 40, 40, 40
- Internal length segments: 40, 800, 40
- Dimensions: 130, 20.2

Seção transversal no apoios P1



3.2 Materiais

Concreto

Resistência característica à compressão:

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

Resistência de projeto à compressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.4}$$

$$f_{ctenv} = \left[0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctkinf} = 0.7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctkinf}}{1.4}$$

Resistência média à tração:

$$f_{ctm} = \left[0.3 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctm} = 2.90 \cdot \text{MPa}$$

Módulo de elasticidade secante:

$$\alpha_{Ec} = 1.00 \quad E_{sec} = \alpha_{Ec} \cdot 5600 \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa})^{0.5}$$

$$E_c = 30.67 \cdot \text{GPa}$$

$$\alpha_{ci} = \min \left(1.00, 0.80 + 0.2 \cdot \frac{f_{ck}}{80 \text{ MPa}} \right)$$

$$\alpha_i = 0.88$$

$$E_{c28} = \alpha_i \cdot E_c$$

$$E_{c28} = 26.84 \cdot \text{GPa}$$

Peso específico:

$$\rho_c = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Aço CA-50

Resistência característica:

$$f_{yk} = 500.00 \cdot \text{MPa}$$

Resistência de projeto:

$$f_{yd} = 435 \cdot \text{MPa}$$

Módulo de elasticidade:

$$E_s = 210.00 \cdot \text{GPa}$$

Coeficiente de aderência superficial:

$$\eta_1 = 2.25$$

3.3 Esforços atuantes

Esforços verticais da superestrutura

cargas permanentes

$$R_{vl_g} := \begin{pmatrix} R_{g1} + R_{g2c} + R_{g3_1} \\ R_{g1} + R_{g2i} + R_{g3_2} \\ R_{g1} + R_{g2i} + R_{g3_3} \\ R_{g1} + R_{g2e} + R_{g3_4} \end{pmatrix} \quad R_{vl_g} = \begin{pmatrix} 380,58 \\ 372,02 \\ 372,02 \\ 380,58 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{vl_g} = 1505,21 \cdot \text{kN}$$

cargas móveis (programa de análise estrutural)

caso 1 - vão totalmente carregado (veículo principal no bordo)

$$R_{vl_qt} = \begin{pmatrix} 396,82 \\ 343,15 \\ 167,47 \\ 121,66 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{vl_qt} = 1029,10 \cdot \text{kN}$$

caso 2 - vão totalmente carregado (veículo principal no eixo)

$$R_{vl_qt_eixo} = \begin{pmatrix} 133,27 \\ 381,05 \\ 381,05 \\ 133,27 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{vl_qt_eixo} = 1028,64 \cdot \text{kN}$$



caso 3 - vão com seção parcialmente carregada (veículo principal no bordo)

$$R_{vl_qp} := \begin{pmatrix} 408.61 \\ 304.44 \\ 52.63 \\ -16.24 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$\sum R_{vl_qp} = 749.44 \text{ kN}$$

caso 4 - vão totalmente carregado apenas com carga distribuída

$$R_{vl_qdt} := \begin{pmatrix} 126.35 \\ 156.10 \\ 156.10 \\ 126.35 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$\sum R_{vl_qdt} = 564.90 \text{ kN}$$

carregamento 5 - vão com a seção parcialmente carregada apenas com carga distribuída

$$R_{vl_qdp} := \begin{pmatrix} 137.96 \\ 114.98 \\ 41.00 \\ -11.52 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$\sum R_{vl_qdp} = 282.42 \text{ kN}$$

Encontros E1 = E2

cargas permanentes

$$R_{E_g} := R_{v1_g} \quad R_{E_g} = \begin{pmatrix} 380.58 \\ 372.02 \\ 372.02 \\ 380.58 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{E_g} = 1505.21 \cdot \text{kN}$$

cargas móveis (programa de análise estrutural)

Hipótese 1: Ponte totalmente carregada (veículo principal no bordo externo)

$$R_{E_{qt}} := R_{v1_{qt}} \quad R_{E_{qt}} = \begin{pmatrix} 396.82 \\ 343.15 \\ 167.47 \\ 121.66 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{E_{qt}} = 1029.10 \cdot \text{kN}$$

Hipótese 2: Ponte totalmente carregada (veículo principal no eixo)

$$R_{E_{qt_eixo}} := R_{v1_{qt_eixo}} \quad R_{E_{qt_eixo}} = \begin{pmatrix} 133.27 \\ 381.05 \\ 381.05 \\ 133.27 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{E_{qt_eixo}} = 1028.64 \cdot \text{kN}$$

Hipótese 3: Ponte parcialmente carregada (veículo principal no bordo externo)

$$R_{E_{qp}} := R_{v1_{qp}} \quad R_{E_{qp}} = \begin{pmatrix} 408.61 \\ 304.44 \\ 52.63 \\ -16.24 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{E_{qp}} = 749.44 \cdot \text{kN}$$

Apoio P1

vão entre os aparelhos de apoio

cargas permanentes

$$R_{Pl_g} := 2 \cdot R_{E_g} \quad R_{Pl_g} = \begin{pmatrix} 761.16 \\ 744.05 \\ 744.05 \\ 761.16 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{Pl_g} = 3010.42 \cdot \text{kN}$$

cargas móveis (programa de análise estrutural)

Hipótese 1: Ponte totalmente carregada com carga móvel em dois vãos adjacentes
(veículo principal no bordo)

$$R_{Pl_qt} := R_{vl_qt} + R_{vl_qdt} \quad R_{Pl_qt} = \begin{pmatrix} 523.17 \\ 499.25 \\ 323.57 \\ 248.01 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{Pl_qt} = 1594.00 \cdot \text{kN}$$

momento longitudinal:

$$ML_{Pl_qt} := \left(\sum R_{vl_qt} - \sum R_{vl_qdt} \right) \cdot \frac{L_{ct}}{2} \quad ML_{Pl_qt} = 185.68 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hipótese 2: Ponte totalmente carregada com carga móvel em dois vãos adjacentes
(veículo principal no eixo)

$$R_{Pl_qt_eixo} := R_{vl_qt_eixo} + R_{vl_qdt} \quad R_{Pl_qt_eixo} = \begin{pmatrix} 259.62 \\ 537.15 \\ 537.15 \\ 259.62 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{Pl_qt_eixo} = 1593.54 \cdot \text{kN}$$

momento longitudinal:

$$ML_{Pl_qt_eixo} := \left(\sum R_{vl_qt_eixo} - \sum R_{vl_qdt} \right) \cdot \frac{L_{ct}}{2} \quad ML_{Pl_qt_eixo} = 185.50 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hipótese 3: Ponte parcialmente carregada com carga móvel em dois vãos adjacentes
(momento transversal máximo)

$$R_{Pl_qp} := R_{vl_qp} + R_{vl_qdp} \quad R_{Pl_qp} = \begin{pmatrix} 546,57 \\ 419,42 \\ 93,63 \\ -27,76 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{Pl_qp} = 1031,86 \cdot \text{kN}$$

momento longitudinal

$$ML_{Pl_qp} := \left(\sum R_{vl_qp} - \sum R_{vl_qdp} \right) \cdot \frac{L_{ct}}{2} \quad ML_{Pl_qp} = 186,81 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Hipótese 4 - Ponte totalmente carregada com carga móvel em um vão
(momento longitudinal máximo)

$$R_{Pl_qt_1v} := R_{vl_qt} \quad R_{Pl_qt_1v} = \begin{pmatrix} 396,82 \\ 343,15 \\ 167,47 \\ 121,66 \end{pmatrix} \cdot \text{kN} \quad \sum R_{Pl_qt_1v} = 1029,10 \cdot \text{kN}$$

momento longitudinal

$$ML_{Pl_qt_1v} := \left(\sum R_{vl_qt} \right) \cdot \frac{L_{ct}}{2} \quad ML_{Pl_qt_1v} = 411,64 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Esforços Horizontais

Esforços transversais

a) Vento

* ponte descarregada:

$$p_{v_d} := 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{pressão do vento})$$

$$H_{v_d} := h_v + h_l + h_{gr} \quad H_{v_d} = 2,37 \text{ m}$$

$$f_{v_d} := p_{v_d} \cdot H_{v_d} \quad f_{v_d} = 3,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E1 = E2 \quad F_{v_dE} := f_{v_d} \cdot \frac{(L_v + 0,80\text{m})}{2} \quad F_{v_dE} = 40,17 \text{ kN}$$

$$P1 \quad F_{v_dP} := f_{v_d} \cdot (L_v + 0,80\text{m}) \quad F_{v_dP} = 80,34 \text{ kN}$$

* ponte carregada:

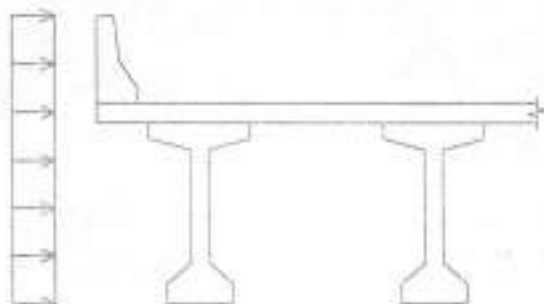
$$p_{v_c} := 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (\text{pressão do vento})$$

$$H_{v_c} := h_v + h_l + h_{pav} + 2,00\text{m} \quad H_{v_c} = 3,57 \text{ m}$$

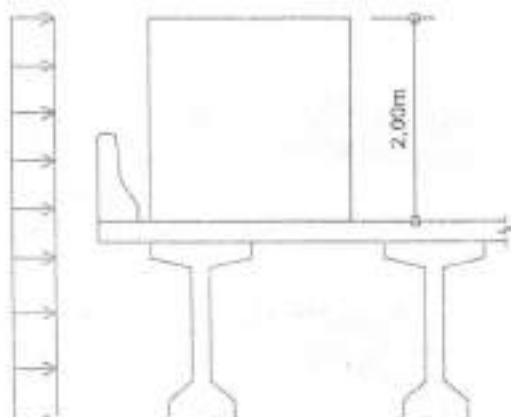
$$f_{v_c} := p_{v_c} \cdot H_{v_c} \quad f_{v_c} = 3,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E1 = E2 \quad F_{v_cE} := f_{v_c} \cdot \frac{(L_v + 0,70\text{m})}{2} \quad F_{v_cE} = 40,16 \text{ kN}$$

$$P2 \quad F_{v_cP} := f_{v_c} \cdot (L_v + 0,70\text{m}) \quad F_{v_cP} = 80,33 \text{ kN}$$



$$p_v = 1,5 \text{ kN/m}^2$$



$$p_v = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

b) Pressão da água nos pilares

velocidade da água:

$$v_a = 4,0 \frac{m}{s}$$

diâmetro do pilar:

$$D_p = 0,90m$$

coeficiente de forma

$$k = 0,34$$

pressão da água:

$$p_a = k \cdot v_a^2 \cdot \frac{2 \text{ s}^2 \cdot \text{kN}}{\text{m}^4}$$

$$p_a = 5,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

carga distribuída ao longo do pilar:

$$f_a = p_a \cdot D_p$$

$$f_a = 4,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Esforços longitudinais

a) Frenagem ou aceleração

largura da pista de rolamento:

$$L_{rol} := 8.00m$$

comprimento total da ponte:

$$L_{total} := 45.10m$$

$$H_{f1} := 135kN$$

ou

$$H_{f2} := L_{rol} \cdot L_{total} \cdot 0.25 \frac{kN}{m^2}$$

$$H_{f2} = 90.20 kN$$

$$H_f := \max(H_{f1}, H_{f2})$$

$$H_f = 135.00 kN$$

b) Variação de temperatura

$$\Delta T := -15 \cdot K$$

$$\alpha := 10^{-5} \frac{1}{K}$$

c) Retração

$$\epsilon_r := -0.0002$$

d) Protensão e deformação lenta

os efeitos da protensão e deformação lenta serão considerados apenas nos encontros, uma vez que estes efeitos são auto-equilibrados no apoio intermediário

$$\epsilon_{p,dl} := -0.0004$$

Cálculo das rigidezes longitudinais

Número de apoios da superestrutura (encontros + pilares):

$$n_{ap} := 3$$

Ângulo de escurvidade da obra:

$$\theta := 0 \text{ deg}$$

3.5.1 Rigidezes dos encontros E1 e E2

Em função da rigidez elevada dos encontros, estas podem ser consideradas infinitas em relação às demais rigidezes para efeito do cálculo da distribuição dos esforços horizontais da obra de arte especial

$$i := 1..2$$

$$K_{enc_i} := 1000000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{enc} = \left(\frac{1000000}{1000000} \right) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$K_{enc} := 1 \text{ m}$$

3.5.2 Rigidezes dos pilares (apoio P1):

$$D_{p1} := 0.90 \text{ m}$$

$$I_p := \frac{\pi \cdot D_p^4}{64}$$

$$I_p = 0.03221 \cdot \text{m}^4$$

Alturas dos pilares:

$$H_{pil} := (5.00) \text{ m}$$

Número de pilares por apoio:

$$n_p := 2$$

Determinação das rigidezes dos pilares

$$i := 1..n_{ap} - 2$$

$$K_{p_i} := \frac{3 \cdot E_{cs} \cdot I_p}{(H_{pil})^3} \cdot n_p$$

$$K_p = (41489) \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Resumo das rigidezes dos encontros e pilares:

$$K_{t1} := K_{enc1} \quad K_{t_{nap}} := K_{enc2}$$

$$i := 2 .. nap - 1$$

$$K_{ti} := K_{pi-1} \quad K_t = \begin{pmatrix} 1000000 \\ 41489 \\ 1000000 \end{pmatrix} \frac{kN}{m}$$

Neoprenes:

Módulo de elasticidade transversal:

$$G_n := 900 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensões em planta:

tipo 1	$a_{n1} := 0.25m$	$b_{n1} := 0.30m$	$h_{n1} := 0.040m$	$A_{n1} := a_{n1} \cdot b_{n1}$
tipo 2	$a_{n2} := 0.25m$	$b_{n2} := 0.30m$	$h_{n2} := 0.040m$	$A_{n2} := a_{n2} \cdot b_{n2}$

rigidezes unitárias dos aparelhos de apoio de neoprene

$$k_{n1} := \frac{G_n \cdot A_{n1}}{h_{n1}} \quad k_{n1} = 1688 \frac{kN}{m}$$

$$k_{n2} := \frac{G_n \cdot A_{n2}}{h_{n2}} \quad k_{n2} = 1688 \frac{kN}{m}$$

Rigidezes dos conjuntos dos aparelhos de apoio:

$$E1 \quad K_{n1} := n_v \cdot k_{n1} \quad K_{n1} = 6750 \frac{kN}{m} \quad K_{n_{nap}} := K_{n1}$$

P1

$$i := 2 .. nap - 1$$

$$K_{ni} := 2 \cdot n_v \cdot k_{n2} \quad K_n = \begin{pmatrix} 6750 \\ 13500 \\ 6750 \end{pmatrix} \frac{kN}{m}$$

Rigidez do conjunto (encontros+neoprenes ou pilares + neoprenes):

$$i := 1 .. nap$$

$$K_{ci} := \frac{1}{\frac{1}{K_{ti}} + \frac{1}{K_{ni}}}$$

$$K_c = \begin{pmatrix} 6705 \\ 10186 \\ 6705 \end{pmatrix} \frac{kN}{m}$$



Coefficientes de distribuição dos esforços longitudinais:

$$\text{somaK} := \sum_{i=1}^{\text{nap}} K_i$$

$$\text{somaK} = 23595 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\mu_{d_i} := \frac{K_i}{\text{somaK}}$$

$$\mu_{d_i} = \begin{pmatrix} 0.284 \\ 0.432 \\ 0.284 \end{pmatrix}$$

Distribuição das ações horizontais longitudinais

a) Frenagem

$$\vec{Ff}_i := H_f \cdot \mu_{d_i} \quad Ff = \begin{pmatrix} 38.36 \\ 58.28 \\ 38.36 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

b) Temperatura

Centro de elasticidade longitudinal do neoprene:

$$\vec{x}_c = \begin{pmatrix} 0 \\ 22.20 \\ 44.40 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$x_{et} := \frac{\sum_i (x_i \cdot K_i)}{\sum K}$$

$$x_{et} = 22.20 \text{ m}$$

Deslocamento horizontal:

Força horizontal no conjunto:

$$\delta t_i := (x_{et} - x_i) \cdot \Delta T \cdot \alpha$$

$$\delta t = \begin{pmatrix} -0.003 \\ 0.000 \\ 0.003 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

$$Ft_i := [\delta t_i \cdot K_{ti}]$$

$$Ft = \begin{pmatrix} 22.33 \\ 0.00 \\ 22.33 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

c) Retração

Deslocamento horizontal:

Força horizontal no conjunto:

$$\delta r_i = (x_{ct} - x_i) \cdot \varepsilon_r \quad \delta r = \begin{pmatrix} -0.0044 \\ 0.0000 \\ 0.0044 \end{pmatrix} \text{ m} \quad F_{r_i} := |\delta r_i \cdot K_i| \quad F_r = \begin{pmatrix} 29.77 \\ 0.00 \\ 29.77 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$

d) Protensão + deformação lenta

$$\delta p_l := \varepsilon_p \cdot \frac{L_v}{2}$$

$$\delta p_{nap} := \delta p_l$$

Deslocamento horizontal:

Força horizontal no conjunto:

$$\delta p = \begin{pmatrix} -0.0044 \\ 0.0000 \\ -0.0044 \end{pmatrix} \text{ m} \quad F_{p_i} := |\delta p_i \cdot K_i| \quad F_p = \begin{pmatrix} 29.23 \\ 0.00 \\ 29.23 \end{pmatrix} \cdot \text{kN}$$