



SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA
DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ
DIRETORIA TÉCNICA



Rodovia: PR-170/PRC-466

Trecho: km 220,00 (Perímetro Urbano de Turvo) – km 258,30
(Guarapuava)

Lote: 02

Extensão: 38,30 km

Subtrecho 01: km 220 (Perímetro Urbano de Turvo) a Entroncamento da
Rodovia Municipal (Palmeirinha)

Extensão do subtrecho: 25,50 km

PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA PARA DUPLICAÇÃO E RESTAURAÇÃO

Volume 3D – Memória de Cálculo de Estruturas

Janeiro de 2024

CONSÓRCIO IGUATEMI-ÚNICA



SUMÁRIO

A	Apresentação	4
B	Mapa de Localização	7
C	Memória de Cálculo de Estruturas Ponte Rio Turvo	9
1	SUPERESTRUTURA	10
1.1	Longarinas	10
1.2	Longarinas in loco	26
1.3	Lajes	28
1.4	Transversinas de vão	30
1.5	Transversinas de apoio	31
1.6	Cortinas	32
1.7	Viga da cortina	33
1.8	Alas	34
1.9	Barreiras New Jersey	35
1.10	Placas de Transição	36
2	MESOESTRUTURA	37
2.1	Cargas Verticais da Superestrutura	37
2.2	Cargas Verticais da Mesoestrutura	37
2.3	Aparelho de Apoio	37
2.4	Rigidez Longitudinal	38
2.5	Rigidez Transversal	38
2.6	Forças Horizontais Longitudinais	38
2.7	Forças Horizontais Transversais	39
2.8	Esforços no Pórtico P1=P2	39
2.9	Dimensionamento Travessa Topo dos Pilares	44
2.10	Dimensionamento Pilares	45
3	INFRAESTRUTURA	48
3.1	Blocos P1=P2	48
3.2	Dimensionamento Geotécnico das Estacas	52
3.3	Dimensionamento Estrutural das Estacas	56
3.4	Dimensionamento embutimento em rocha em estacas	58
D	Memória de Cálculo de Estruturas Viaduto de Turvo	69
1	SUPERESTRUTURA	70
1.1	Longarinas	70
1.2	Longarinas in loco	86
1.3	Lajes	88
1.4	Transversinas de apoio	90
1.5	Cortinas	91
1.6	Viga da cortina	92
1.7	Alas	93
1.8	Barreiras New Jersey	94
1.9	Placas de transição	95



2	INFRA E MESOESTRUTURA	96
2.1	Cargas Verticais da Superestrutura	96
2.2	Cargas Verticais da Mesoestrutura	96
2.3	Aparelho de Apoio	96
2.4	Rigidez Longitudinal e Transversal	97
2.5	Forças Horizontais Longitudinais	97
2.6	Forças Horizontais Transversais	97
2.7	Cálculo da Fretagem	98
2.8	Dimensionamento da Sapata Corrida	98
E	Memória de Cálculo de Estruturas Viaduto Palmeirinha	100
1	SUPERESTRUTURA	101
1.1	Longarinas	101
1.2	Lajes	117
1.3	Transversinas de apoio	120
1.4	Barreiras New Jersey	121
1.5	Placas de transição	122
2	MESOESTRUTURA	123
2.1	Alas	123
2.2	Cortinas	124
2.3	Cargas Verticais da Superestrutura	125
2.4	Cargas Verticais da Mesoestrutura	125
2.5	Aparelho de Apoio	125
2.6	Rigidez Longitudinal	126
2.7	Rigidez Transversal	126
2.8	Forças Horizontais Longitudinais	126
2.9	Forças Horizontais Transversais	127
2.10	Esforços nos Pórticos	127
2.11	Dimensionamento Travessa P2	133
2.12	Dimensionamento Pilar P2	134
3	INFRAESTRUTURA	136
3.1	Blocos P1=P3	136
3.2	Blocos P2	138
3.3	Dimensionamento Geotécnico das Estacas	143
3.4	Dimensionamento Estrutural das Estacas	146
3.5	Dimensionamento embutimento em rocha das estacas	154
F	Memória de Cálculo de Qtdades - Ponte Rio Turvo	157
G	Memória de Cálculo de Qtdades – Viaduto Turvo	165
H	Memória de Cálculo de Qtdades – Viaduto Palmeirinha	174
i	Termo de Encerramento	184
	ANEXOS	
	Anexo I – Declaração de Responsabilidade	



A) APRESENTAÇÃO



1.1 Apresentação

O presente volume, denominado **Volume 3D – Memória de Cálculo de Estruturas**, é parte integrante do *Projeto Executivo de engenharia para duplicação e restauração da Rodovia PR-170/PRC-466, com início do perímetro urbano de Turvo, e finalizando no início da pista dupla em Guarapuava, no Estado do Paraná - Lote 02 – Subtrecho 01: km 220 (Perímetro Urbano de Turvo) a Entroncamento da Rodovia Municipal (Palmeirinha), com extensão, aproximada, de 25,50 km.*

A apresentação do Projeto Executivo foi organizada conforme indicado pelo **Anexo A1 – Especificações para apresentação dos projetos viários** do DER-PR, mais especificamente em seu item “6. Formas e Apresentação”, constando, portanto, dos seguintes volumes:

- **Volume 1 – Relatório do Projeto e Documentos para Concorrência**, contendo o resumo objetivo dos estudos e projetos desenvolvidos, suas conclusões e recomendações, além de fornecer os elementos necessários para a licitação das obras;
- **Volume 2 – Projeto de Execução**, contendo os desenhos relativos ao projeto, detalhes e informações necessárias à execução da obra;
- **Volume 3 – Memória Justificativa**, contendo a memória descritiva dos estudos e projetos elaborados, incluindo os critérios adotados, os procedimentos metodológicos empregados, os cálculos efetuados e as soluções propostas para as obras;
- **Volume 3A – Estudos Geotécnicos**, contendo os resultados das sondagens e ensaios geotécnicos realizados;
- **Volume 3B – Projeto de Desapropriação**, contendo a caracterização das áreas e benfeitorias a serem desapropriadas, bem como o cadastro individual dos proprietários;
- **Volume 3C – Notas de Serviço e Memória de Cálculo de Volumes Terraplenagem**, contendo as notas de serviço, os cálculos de volumes e os elementos de locação da obra;
- **Volume 3D – Memória de Cálculo de Estruturas**, contendo a memória de cálculo do dimensionamento da OAE do segmento;
- **Volume 3E – Memória de Cálculo do Projeto Geotécnico**, contendo a memória de cálculo dos muros de contenção e do aterro sobre solo mole;
- **Volume 4 – Orçamento da Obra**, contendo o custo dos serviços e obras necessárias à execução do projeto rodoviário;
- **Volume 5A – Componente Ambiental – Plano de Controle Ambiental**, constando do Plano de Controle Ambiental para a execução da obra;
- **Volume 5B – Componente Ambiental – Inventário Florestal**, contendo o inventário da vegetação a ser suprimida para a execução da obra.

IDENTIFICAÇÃO DO PROJETO:

- Projetista: Consórcio Iguatemi-Única, composto pelas empresas Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia Limitada (C.N.P.J.: 83.256.172/0001-58) e Única Consultores de Engenharia Limitada (C.N.P.J.: 02.001.296/0001-90)
- Superintendência DER-PR: Regional Campos Gerais



- Identificação do Projeto: Projeto Executivo de engenharia para duplicação e restauração
- Rodovia: PR-170 / PRC-466
- Trecho: 220,00 (Perímetro Urbano de Turvo) ao km 258,30 (Guarapuava)
- Início do Trecho: km 220,00 (coordenadas 25°1'21.57"S; 51°32'45.73"O), encaixe com o final do projeto do Lote 01 (objeto de outra licitação) que delimitará o final da pista simples.
- Fim do Trecho: km 258,30 (coordenadas 25°20'21.76"S; 51°29'36.18"O), no início da pista dupla em obras em Guarapuava;
- Extensão Total do Trecho: 38,30 km.
- Lote: 02
- Subtrecho:
 - o **Subtrecho 01: km 220 (Perímetro Urbano de Turvo) a Entroncamento da Rodovia Municipal (Palmeirinha): aproximadamente 25,50 km;**
 - o Subtrecho 02: Entroncamento da Rodovia Municipal (Palmeirinha) a Início da pista dupla (Guarapuava): aproximadamente 12,80 km.

DADOS CONTRATUAIS:

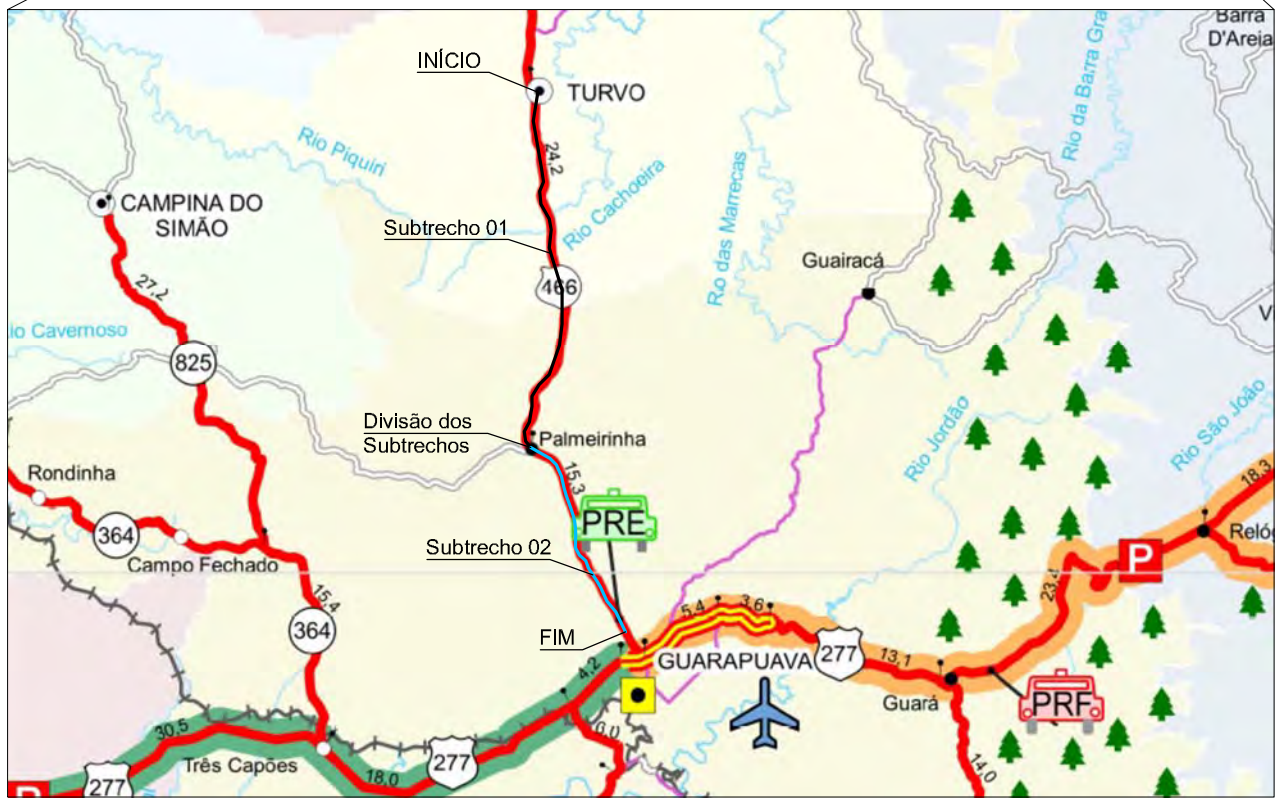
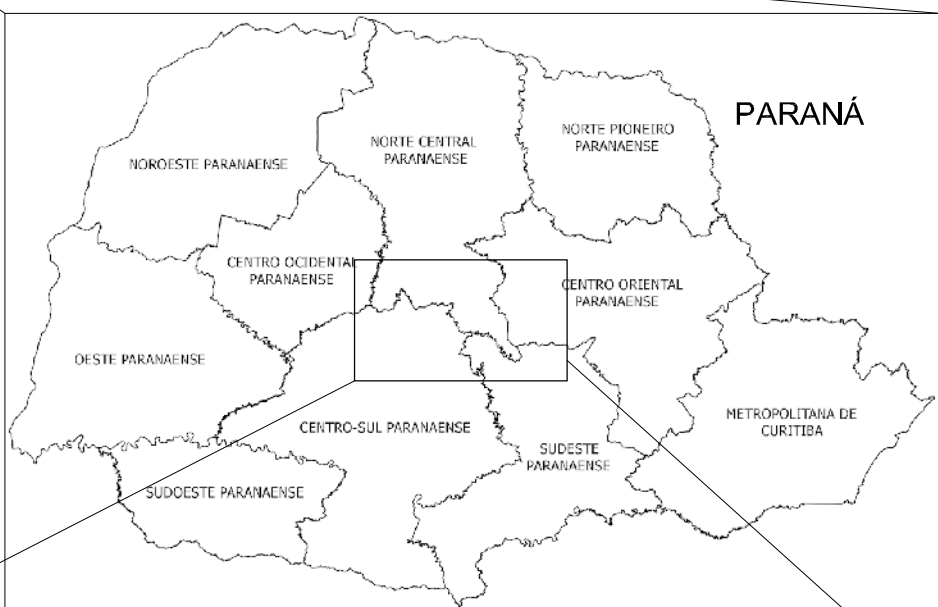
- Nº do Contrato: CT Nº 003/2021 DER/DT (assinado em 22/01/2021);
- Edital nº: SDP 015/2019 – DER/DT;
- Data da Ordem de Serviço: 09/02/2021;
- Início do Prazo Contratual: 15/02/2021;
- Prazo de Execução: 810 (oitocentos e dez) dias corridos.

Eng.º Prudêncio Valentim Wust
Coordenador Geral – Consórcio Iguatemi-Única
CREA/SC 005.818-1

Florianópolis, janeiro de 2024



B) MAPA DE LOCALIZAÇÃO





C) MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL PONTE SOBRE O RIO TURVO

1 SUPERESTRUTURA

1.1 Longarinas

Para o dimensionamento, as longarinas foram consideradas isostáticas. Serão moldadas no local, em concreto protendido, com protensão executada *in loco*. Posteriormente serão unificadas às lajes, de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido, com o intuito de resistir aos esforços solicitantes.

As características das seções, verificações de tensões e dimensionamentos apresentados ao longo da memória foram obtidos através de planilhas em Excel, programadas pelo autor desta memória.

Serão apresentados todos os procedimentos necessários para o dimensionamento das longarinas protendidas, incluindo o levantamento de ações que solicitam a estrutura, as características da seção, verificações das tensões em serviço e estado limite último.

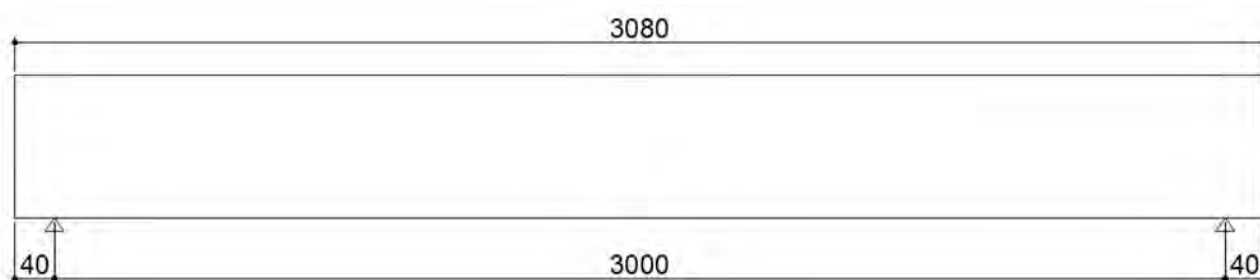


Figura 1 - Esquema estrutural

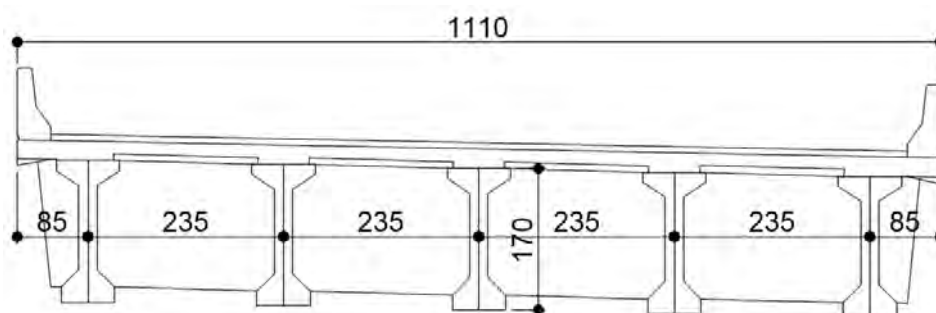


Figura 2 - Seção transversal da obra

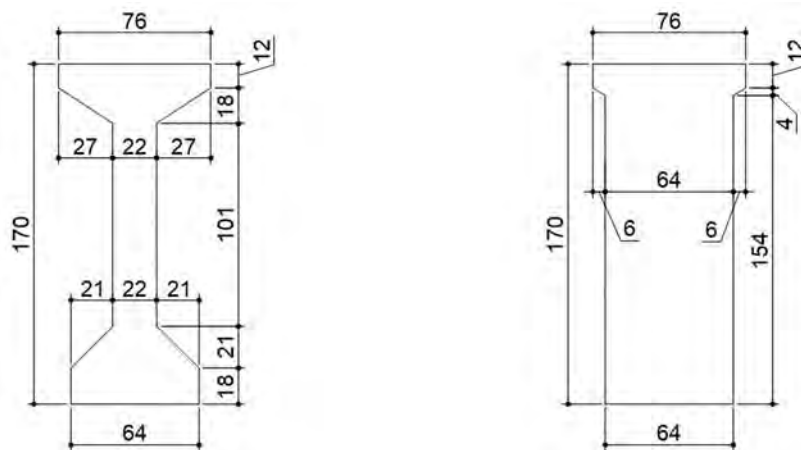


Figura 3 - Seção das longarinas nos vãos e apoios respectivamente

Posteriormente ela será unificada às lajes de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido com o intuito de resistir os esforços solicitantes.

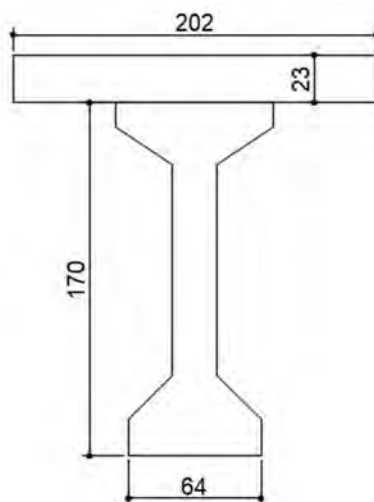


Figura 4 - Seção composta (Laje+longarina)

As características geométricas foram calculadas através de planilhas em Excel, diferenciando as seções isoladas e compostas.

Características	Viga isolada	Viga composta
A_c (m ²)	0,607	1,009
I (m ⁴)	0,212	0,440
y_s (m)	0,850	0,466
y_i (m)	0,850	1,234
y_{laje} (m)	-	0,696
W_s (m ³)	0,250	0,944
W_i (m ³)	0,250	0,356
W_{laje} (m ³)	-	0,632

Figura 5 - Características geométricas



As tensões nas seções foram calculadas considerando as perdas de protensão, imediatas e progressivas nas armaduras ativas, obedecendo as solicitações normativas exigidas pela NBR 6118/2014.

As perdas de protensão foram estimadas supondo os seguintes parâmetros:

- Idade mínima para protensão = 10 dias;
- Abatimento do concreto (Slump) = 0-4;
- Umidade do ambiente = 70%;
- Temperatura média de cura = 20°C;
- Tipo de cimento = CPV-ARI.

1.1.1 Cargas permanentes por longarina

- Fase 1:

Peso próprio da longarina: $g_1 = 0,607 \times 25 = 15,18 \text{ kN/m}$

Carga concentrada nas extremidades: $G_1 = 10,00 \text{ kN}$

- Fase 2:

Peso próprio da laje e transv. de vão: $g_2 = 2,02 \times 0,23 \times 25 + (1,52 \times 10,45 - 5 \times 0,49) \times 0,30 \times 25 / (5 \times 30,80) = 12,27 \text{ kN/m}$

Transversinas de apoio (extremidade): $G_2 = (1,52 \times 10,45 - 5 \times 0,49) \times 0,25 \times 25 / 5 = 16,79 \text{ kN}$

- Fase 3:

Pavimentação pista de rolamento: $10,30 \times 0,07 \times 25 = 18,02 \text{ kN/m}$

Barreiras New-jersey: $0,23 \times 2 \times 25 = 11,50 \text{ kN/m}$

Total: $g_3 = 18,02 + 11,50 = 29,52 / 5 = 5,90 \text{ kN/m}$

1.1.2 Cargas móveis por longarina segundo NBR 7188/2013

Para a obtenção das cargas móveis foi utilizado o trem-tipo 45 da referida norma, considerando este, homogeneizado. A repartição transversal das cargas móveis fica a cargo da transversina de vão. As rigidezes das longarinas no meio do vão equivalem a $k =$



23549 kN/m Foram considerados coeficientes de repartição transversal com a utilização do programa computacional “Ftool”. A partir desses, foram plotadas as linhas de influência e carregadas suas áreas positivas de modo a extrair o trem-tipo de cálculo para a longarina mais solicitada.

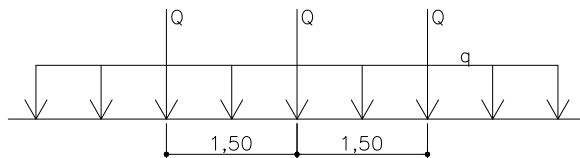
$r_{11} = 0,619$ $r_{12} = 0,39$ $r_{13} = 0,181$ $r_{14} = -0,007$ $r_{15} = -0,183$

Figura 6 - Coeficientes de repartição transversal da longarina mais solicitada

- Coeficiente de impacto adicional (φ)

$$\varphi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{30 + 50} \right) = 1,265$$

- Trem-tipo de cálculo



$$\text{No meio do vão: } Q = 60 \times 1,265 \times (0,614 + 0,419) = 78,40 \text{ kN}$$

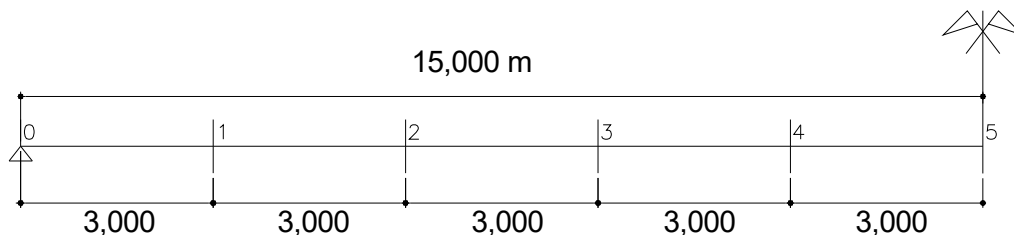
$$q = 5 \times 1,265 \times 2,36 = 14,93 \text{ kN/m}$$

$$\text{Junto aos apoios: } Q = 60 \times 1,265 = 75,90 \text{ kN}$$

$$q = 5 \times 1,265 \times 2,35 = 14,86 \text{ kN/m}$$



1.1.3 Cálculo dos esforços solicitantes



Esforços devido às cargas permanentes

Seções	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _{Σg} (kN.m)	V _{g1} (kN)	V _{g2} (kN)	V _{g3} (kN)	V _{Σg} (kN)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	227,70	184,10	88,50	500,30
1	614,80	496,90	239,00	1350,70	182,20	147,20	70,80	400,20
2	1093,00	883,40	424,80	2401,20	136,60	110,40	53,10	300,10
3	1434,50	1159,50	557,60	3151,60	91,10	73,60	35,40	200,10
4	1639,40	1325,20	637,20	3601,80	45,50	36,80	17,70	100,00
5	1707,80	1380,40	663,80	3752,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Esforços devido às móveis

Seções	M _q (kN.m)	V _{q+} (kN)	V _{q-} (kN)
0	0,00	447,40	0,00
1	1204,40	381,30	-14,00
2	2133,30	319,70	-44,20
3	2786,70	262,60	-79,00
4	3188,20	210,00	-118,20
5	3325,90	161,80	-161,80

Esforços de cálculo

Seções	M _g (kN.m)	M _q (kN.m)	M _d (kN.m)	V _g (kN)	V _q (kN)	V _d (kN)
0	0,00	0,00	0	500,30	447,40	1346,51
1	1350,70	1204,40	3630,05	400,20	381,30	1112,22
2	2401,20	2133,30	6441,57	300,10	319,70	884,69
3	3151,60	2786,70	8434,71	200,10	262,60	664,04
4	3601,80	3188,20	9644,73	100,00	210,00	450,00
5	3752,00	3325,90	10054,05	0,00	161,80	242,70

$$S_d = 1,35 \times S_g + 1,50 \times S_q$$



1.1.4 Traçado dos cabos

Foram adotados 3 cabos compostos de 10 ϕ 12,7 CP-190 RB, com ancoragens ativas em ambas as extremidades. As bainhas serão metálicas com diâmetro nominal de 65mm. A escolha da quantidade de cabos e cordoalhas foi feita a partir da análise dos esforços solicitantes e das tensões por eles geradas, de modo a não ultrapassar os limites estabelecidos pela NBR 6118/2014.

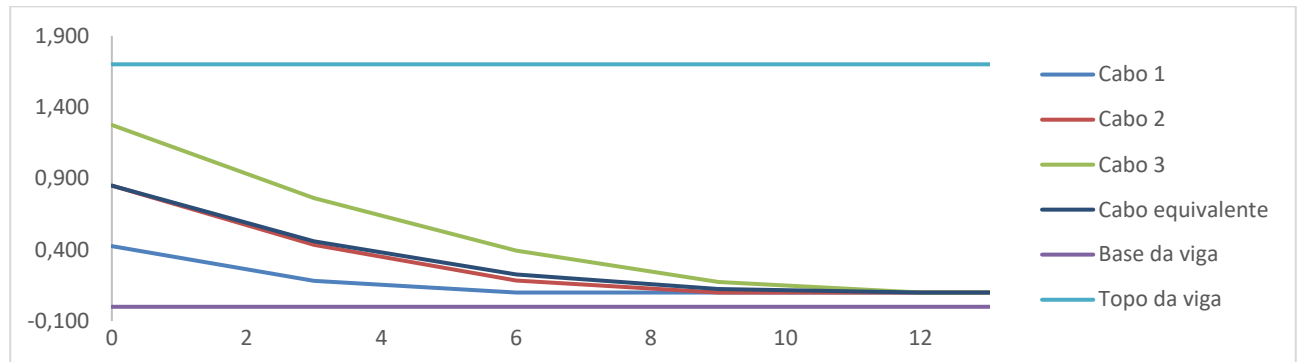


Figura 7 - Elevação dos cabos

	Posicionamento dos cabos (m)											
	S0		S1		S2		S3		S4		S5	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Cabo 1	0,000	0,425	3,000	0,181	6,000	0,100	9,000	0,100	12,000	0,100	15,000	0,100
Cabo 2	0,000	0,850	3,000	0,433	6,000	0,183	9,000	0,100	12,000	0,100	15,000	0,100
Cabo 3	0,000	1,275	3,000	0,761	6,000	0,394	9,000	0,173	12,000	0,100	15,000	0,100
Cabo eq.	0,000	0,850	3,000	0,459	6,000	0,226	9,000	0,124	12,000	0,100	15,000	0,100

1.1.5 Determinação da tensão inicial

Segundo a NBR 6118/2014, os limites de tensão para as cordoalhas são:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} = 1406 \text{ MPa} \\ 0,82 \times f_{pyk} = 1402 \text{ MPa} \end{cases}$$

Adotando cabos com 10 cordoalhas de 12,7 CP-190RB, temos:

$$A_p = 0,987 \times 10 = 9,87 \text{ cm}^2 / m$$

$$P_i = 140,2 \times 9,87 = 1383,77 \text{ kN} / \text{cabo} \rightarrow p / 3 \text{ cabos} = 4151,9 \text{ kN}$$



1.1.6 Perdas imediatas

1.1.6.1 Perdas por atrito

$$P_0 = P_i \times (1 - (\mu \times \Sigma \alpha + \beta \times x))$$

$$P_i = 4151,9 \quad \mu = 0,25 \quad \beta = 0,0025$$

Comprimento parabólico do cabo a partir da seção 0: $a = 12,0 \text{ m}$

Seção	Trecho x (m)	a-x (m)	α (rad)	$\Sigma \alpha$	P_0 (kN)
0	0	12,000	0,124	0,000	4151,9
1	3	9,000	0,080	0,045	4097,9
2	6,000	6,000	0,042	0,082	4052,0
3	9	3,000	0,005	0,119	4007,7
4	12,000	0,000	0,000	0,124	3994,7
5	15	0,000	0,000	0,124	3987,3

Alongamento previsto durante a protensão (ΔL) = 10,24cm para cada lado

Alongamento total do cabo = 20,49cm

1.1.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem

$$\delta = 6 \text{ mm} \quad A_p = 29,61 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

Trecho	Área (m ²)	Seção	P_0 (kN)
0-1	80,98	0	3700,0
1-2	206,872	1	3754,0
2-3	331,958	2	3799,9
3-4	135,909	3	3844,2
4-5	101,022	4	3857,1
Σ	856,74	5	3864,6

$$A = 3553,2 \text{ m}^2$$

$$\Delta P_m = 122,65$$



1.1.6.3 Perdas por encurtamento elástico

$$A_c = 0,607 \text{ m}^2 \quad I = 0,212 \text{ m}^4 \quad E_p/E_c = 5,647 \quad n = 3 \text{ cabos}$$

Seção	e_p (m)	σ_{cp} (kN/m ²)	σ_{cg} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	ΔP (kN)	P_0 (kN)
0	0,000	-6094,5	0,0	-11471,7	34,0	3666,0
1	0,391	-8889,2	1132,7	-14600,2	43,2	3710,7
2	0,624	-13227,8	3212,0	-18852,7	55,8	3744,1
3	0,725	-15854,2	4899,4	-20620,3	61,1	3783,1
4	0,750	-16563,4	5788,1	-20282,3	60,1	3797,1
5	0,750	-16595,5	6029,6	-19888,2	58,9	3805,7

1.1.6.4 Perdas imediatas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas (%)
0	4151,9	3666,0	11,7
1	4151,9	3710,7	10,6
2	4151,9	3744,1	9,8
3	4151,9	3783,1	8,9
4	4151,9	3797,1	8,5
5	4151,9	3805,7	8,3

1.1.7 Parâmetros utilizados para a estimativa das perdas progressivas

Dados de entrada	Etapa 02		Etapa 03		Etapa 04	
	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)
Temperatura média	10	20	30	20	45	20
f_{ck} (Mpa)	40		40		40	
Idade inicial	10		30		45	
Idade final	10000		10000		10000	
Tipo de cimento (α)	Fluência	Retração	Fluência	Retração	Fluência	Retração
	3	1	3	1	3	1
Umidade relativa U_{ar} (%)	70		70		70	
Slump (cm)	5,0		5,0		5,0	
Área seção transversal (cm ²)	6071		6071		9636	
Perímetro contato ar (cm)	450,3		747,2		747,2	



1.1.7.1 Fluência

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
t_0 - Idade fictícia, em dias	30,00	90,00	135,00
s	0,20	0,20	0,20
$\beta_1(t)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	0,874	1,007	1,043
$\beta_1(\infty)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	1,007	1,043	1,221
ϕ_a - Coef. de fluência rápida	0,106	0,028	0,117
γ - Coef. Espessura fictícia	1,449	1,449	1,449
h_{fic} (cm)	39,080	23,552	37,382
ϕ_{1c}	2,000	2,000	2,000
ϕ_{2c}	1,372	1,505	1,383
$\phi_{f_{00}}$	2,745	3,010	2,767
A	291,84	232,62	286,09
B	819,35	578,96	798,44
C	599,02	437,82	581,83
D	11321,04	8583,54	11078,78
$\beta_d(t)$	0,615	0,565	0,995
$\beta_f(t_0)$	0,347	0,528	0,534
$\beta_f(t)$	0,480	0,584	0,972
$\phi_{d\infty}$ - valor = 0,4	0,4	0,4	0,4
$\phi(t, t_0)$	0,716	0,424	1,725

1.1.7.2 Retração

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
$10^4 \cdot \epsilon_{1s}$	-6,160	-6,160	-6,160
$10^4 \cdot \epsilon_{2s}$	0,805	0,876	0,811
$10^4 \cdot \epsilon_{cs\infty}$	-4,961	-5,396	-4,993
A	40,000	40,000	40,000
B	45,031	32,887	44,093
C	37,410	38,660	37,541
D	271,905	141,485	256,441
E	76,061	24,638	69,125
$\beta_s(t_0)$	0,047	0,191	0,146
$\beta_s(t)$	0,106	0,239	1,000
$10^4 \cdot \epsilon_{cs}(t, t_0)$	-0,293	-0,258	-4,265



1.1.7.3 Relaxação da armadura

				Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	σ_{pi}	σ_{pi}/f_{ptk}	Ψ_{1000}	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$
0	1238	0,652	1,924	1,72	1,65	4,81
1	1253	0,660	2,020	1,81	1,73	5,05
2	1264	0,666	2,092	1,87	1,79	5,23
3	1278	0,672	2,164	1,94	1,86	5,41
4	1282	0,675	2,200	1,97	1,89	5,5
5	1285	0,676	2,212	1,98	1,90	5,53

1.1.8 Perdas progressivas

Tensão nos cabos

Seção	N_p (kN)	M_p (kN.m)	M_{g1} (kN.m)	M_{g2} (kN.m)	M_{g3} (kN.m)	$0,4 \times M_q$ (kN.m)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	α_p
0	-6039	0	0	0	0	0	-4326	5,65
1	-6112	-2675	1133	915	422	850	-2900	5,65
2	-6167	-6866	3212	2596	975	1958	-876	5,65
3	-6231	-9371	4899	3960	1408	2815	1295	5,65
4	-6254	-10051	5788	4679	1644	3291	2963	5,65
5	-6269	-10074	6030	4874	1713	3433	3555	5,65

Perdas progressivas

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	χ^p	χ^p	χ^p
0	-6039	0	0	0,0174	0,0166	0,0493	1,0174	1,0166	1,0493
1	-7654	915	1272	0,0183	0,0175	0,0518	1,0183	1,0175	1,0518
2	-9821	2596	2933	0,0189	0,0181	0,0537	1,0189	1,0181	1,0537
3	-10703	3960	4223	0,0196	0,0187	0,0556	1,0196	1,0187	1,0556
4	-10517	4679	4936	0,0199	0,0191	0,0566	1,0199	1,0191	1,0566
5	-10313	4874	5146	0,0200	0,0192	0,0569	1,0200	1,0192	1,0569



	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	
Seção	χ^c	χ^c	χ^c	η	η	η	ρ_p
0	1,3582	1,2118	1,8626	1,00	1,00	1,34	0,00293
1	1,3582	1,2118	1,8626	1,44	1,44	2,38	0,00293
2	1,3582	1,2118	1,8626	2,11	2,11	3,34	0,00293
3	1,3582	1,2118	1,8626	2,50	2,50	3,83	0,00293
4	1,3582	1,2118	1,8626	2,61	2,61	3,96	0,00293
5	1,3582	1,2118	1,8626	2,61	2,61	3,96	0,00293

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Final	
Seção	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	P_∞ (kN)
0	-50988	-25032	-141266	-217286	3022,6
1	-58606	-23903	-130618	-213127	3079,7
2	-68021	-20537	-115456	-204014	3140,0
3	-72403	-18078	-104711	-195192	3205,2
4	-72072	-16768	-98774	-187613	3241,6
5	-71427	-16477	-97190	-185094	3257,7

1.1.8.1.1 Perdas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas progressivas (%)	Perdas totais (%)
0	3666,0	3022,6	17,5	29,3
1	3710,7	3079,7	17,0	27,6
2	3744,1	3140,0	16,1	26,0
3	3783,1	3205,2	15,3	24,2
4	3797,1	3241,6	14,6	23,2
5	3805,7	3257,7	14,4	22,7



1.1.9 Verificação do estado limite último de flexão (ELU)



$$M_{sd\max} = 10054,05 \text{ kN.m} \quad d = 1,83 \text{ m} \quad 0,8x = 0,12 \text{ m} < 0,23 \text{ m} \quad \text{LN na laje}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

- Determinação do pré-alongamento

$$\varepsilon_{p0} = 4,95 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{cpn} = 4149 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{cpn} = -\varepsilon_{pn} = 0,12 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,07 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,07 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

- Momento resistente de cálculo

Número de cordoalhas $n = 30$
 Área de cada cordoalha = $0,987 \text{ cm}^2$

$$M_{Rd1} = n * A_p * \sigma_p * (d - 0,5 * 0,8x) = 7893,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd1} = 7893,97 \text{ kN.m} < M_{sd\max} = 10054,05 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{Adicionar armadura passiva}$$

- Armadura passiva

Adicionando : 10 barras de 20,0 $A_s = 31 \text{ cm}^2$

$$d_1 = 1,83 \text{ m} \quad d_2 = 1,88 \text{ m}$$

$$0,8x = 0,16 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,07 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,07 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

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

Momento resistente de cálculo

$$M_{Rd1} = A_s * f_{yd} * (d_2 - 0,5 * 0,8x) = 2460,89 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = M_{Rd1} + M_{Rd2}$$

$$M_{Rd} = 10272,00 \text{ kN.m} > M_{sd\max} = 10054,05 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{OK!}$$

- Armadura longitudinal na mesa superior

Considerando o maior esforço de tração na seção 3, com linha neutra a 0,005 m do topo da seção, temos:

$$A_s = 0,3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ barras de } 12,5 \text{ mm}$$



1.1.10 Dimensionamento dos esforços cortantes

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad f_{cd} = 29 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa} \quad f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,18 \text{ m} \leftarrow \text{Demais seções} \quad d = 1,83 \text{ m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m} \leftarrow \text{Seção 0}$$

Verificação do concreto: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

$$V_{sd} = 1346,51 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 1848,54 \text{ kN} > V_{sd} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Parcela resistida pelo concreto (Modelo I)} \rightarrow V_c = 346,74 \text{ kN} \leftarrow \text{Demais seções}$$

$$V_c = 577,90 \text{ kN} \leftarrow \text{Seção 0}$$

Seção	$P_{sen\alpha}$ (kN)	V_{sd} (kN)	M_0 (kN.m)	β	$\beta \times V_c$ (kN)	V_{sw} (kN)	A_{sw} (cm ² /m)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	α
0	251,01	1120,59	1243,40	1,0	577,90	831,64	11,61	72,27	1,00
1	255,75	882,04	2472,53	1,7	582,92	590,58	8,25	77,30	1,00
2	260,76	650,00	3252,03	1,5	521,79	389,10	5,43	89,46	1,05
3	266,18	424,48	3643,91	1,4	496,54	176,21	2,46	111,89	1,32
4	269,20	207,72	3764,63	1,4	482,09	0,00	0,00	158,63	1,87
5	270,53	-0,78	3783,34	1,4	477,22	0,00	0,00	145,00	1,71

$$\beta = 1 + \frac{M_0}{M_{sd\text{máx}}} \leq 2$$

Fator de fadiga: $\alpha = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd}}$ sendo, $\Delta f_{sd} = 85 \text{ MPa}$

Seção	$A_{sw} \times \alpha$ (cm ² /m)	Estribos	
		bitolas	ramos
0	11,61	8,0 c. 9	2
1	8,25	8,0 c. 12	2
2	5,72	8,0 c. 17	2
3	3,24	8,0 c. 20	2
4	2,90	8,0 c. 20	2
5	2,90	8,0 c. 20	2

$$A_{sw\text{min}} = \frac{0,2 \times b_w \times f_{ctm}}{f_{yw}}$$



1.1.11 Dimensionamento da fretagem dos cabos na cabeça das longarinas

Fretagem segundo a NCHRP (National Cooperative Highway Research Program)

$$A = 64 \times 43 = 2752 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{bainha}} = 38,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{b \text{ útil}} = 1011,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força de protensão} = 1384 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 13,7 \text{ MPa}$$

Parcela 01, espraçamento da carga:

$$F_{ult} = 5240 \text{ kN}$$

Desconsiderando a parcela 02 (efeito da fretagem), temos:

$$F.S = 3,44$$

- Armaduras de fretagem na direção vertical:

$$A_{sv} = 3,17 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armaduras de fretagem na direção horizontal:

$$A_{sv} = 5,58 \text{ cm}^2 \longrightarrow 8,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.1.12 Dimensionamento para içamento das longarinas

$$\text{Peso próprio da longarina} = 15,18 \times 19,20 + 1,10 \times 0,80 \times 2 \times 25 = 335,5 \text{ kN}$$

$$\text{Peso suportado por um cabo} = 168 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 168}{43,5} = 5,40 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado : } 10\phi 16,0$$



1.1.13 Verificações das tensões em serviço (ELS)

Esforços solicitantes								
Seção	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _q (kN.m)	P ₀ cos α (kN)	P _∞ cos α (kN)	Simples e _p (m)	Comp. e _p (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	3653,34	3012,18	0,000	0,384
1	614,80	496,90	239,00	1204,40	3697,91	3069,02	0,391	0,776
2	1093,00	883,40	424,80	2133,30	3731,17	3129,17	0,624	1,009
3	1434,50	1159,50	557,60	2786,70	3770,07	3194,10	0,725	1,110
4	1639,40	1325,20	637,20	3188,20	3783,96	3230,36	0,750	1,134
5	1707,80	1380,40	663,80	3325,90	3792,58	3246,41	0,750	1,134

Tensões (kN/m ²)								
Seção	Prot. Inicial (P _i)		σM _{g1}		σM _{g2}		σM _{g3}	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	-6014	-6022	0	0	0	0	0	0
1	-11880	-298	2460	-2462	1988	-1990	671	-253
2	-15463	3177	4374	-4376	3535	-3537	1193	-450
3	-17151	4738	5740	-5744	4640	-4643	1566	-590
4	-17585	5127	6560	-6564	5303	-5306	1789	-675
5	-17625	5138	6834	-6838	5524	-5527	1864	-703

Tensões (kN/m ²)				
Seção	σM _q		σperdas	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	0	0	-1327	-374
1	3382	-1275	-1993	-106
2	5991	-2259	-2302	47
3	7826	-2951	-2366	106
4	8953	-3376	-2312	117
5	9340	-3522	-2281	115

- Combinações (Protensão limitada)

Ato da protensão: $1,1 \times P_i + 0,9 \times M_{g1}$

Fim da construção: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas}/2$

Comb. Frequente: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_1 \times M_q$

Comb. Quase-perm.: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_2 \times M_q$



Verificações (kN/m ²)								
Seção	Ato da protensão		Fim da construção		Comb. Frequente ($\psi_1 = 0,5$)		Comb. Quase-perm. ($\psi_2 = 0,3$)	
	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s
0	-6615	-5419	-6677	-6209	-7341	-6396	-7341	-6396
1	-10854	-2730	-7757	-5056	-7063	-5747	-7739	-5492
2	-13073	-444	-7512	-5163	-5668	-6269	-6866	-5817
3	-13700	43	-6388	-6186	-3658	-7608	-5224	-7018
4	-13440	-269	-5089	-7360	-1768	-8990	-3559	-8315
5	-13237	-502	-4544	-7873	-1015	-9576	-2883	-8872

Limitações das tensões de acordo com NBR 6118/2014

Compressão			Tração			
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ckj} =$	-24,5 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctkj} =$	2,7 MPa	(Ato protensão)
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ck} =$	-28,0 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctk} =$	2,9 MPa	(Em serviço)

1.1.14 Armaduras complementares

Pele: $\begin{cases} \text{Alma de 22cm: } \phi 8,0c.20 \\ \text{Alma de 64cm: } \phi 10,0c.16 \end{cases}$

1.2 Longarinas in loco

- Cargas permanentes distribuídas

$$g_1 = 0,61 \times 25 = 15,25 \text{ kN} / m$$

$$g_2 = 12,27 \text{ kN} / m$$

$$g_3 = 5,90 \text{ kN} / m$$

$$g_{total} = 33,42 \text{ kN} / m$$

- Cargas permanentes concentradas

$$G_1 = 71,68 \text{ kN} \text{ (Cortinas + alas)}$$

$$G_2 = 66,60 \text{ kN} \text{ (Placa de transição)}$$

$$G_3 = 17,88 \text{ kN} \text{ (Cabeça da longarina)}$$

- Cargas móveis

$$Q = 78,40 \text{ kN}$$

$$q = 14,93 \text{ kN} / m$$



1.2.1 Dimensionamento à flexão

$$M_g = 138,28 \times 4,00 + 17,88 \times 0,725 + \frac{33,42 \times 4,00^2}{2} = 833,44 \text{ kN.m}$$

$$M_q = 78,40 \times (4,00 + 2,50 + 1,00) + \frac{14,93 \times 4,00^2}{2} = 707,44 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,35 \times 833,44 + 1,50 \times 707,44 = 2186,30 \text{ kN.m}$$

$$k_c = \frac{64 \times 188^2}{218630} = 10,35 \quad k_s = 0,0237$$

$$A_s = \frac{0,0237 \times 218630}{188} = 27,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 25,0$$

1.2.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_g = 138,28 + 17,88 + 33,42 \times 4,00 = 290 \text{ kN}$$

$$V_q = 3 \times 78,40 + 14,93 \times 4,00 = 295 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,35 \times 290 + 1,50 \times 295 = 834 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,64 \times 1,88 = 6126 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,64 \times 1,88 = 1045 \text{ kN}$$

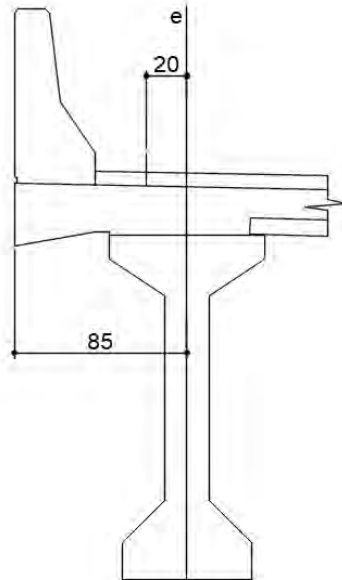
$$V_{sw} = 834 - 1045 = -211 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = A_{sw \min} = 7,42 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.13 (2 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 64 = 6,40 \text{ cm}^2 / m > 5,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.16}$$

1.3 Lajes

1.3.1 Lajes em balanço



Momentos para cargas permanentes

$$M_{xeg} = 6,98 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para impacto de 100 kN no topo da barreira

$$M_{xeg} = \frac{100 \times 0,87}{2 \times (0,87 + 0,45)} = 32,95 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xeg} = 1,35 \times 75 \times 0,10 = 10,13 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xed} = 1,35 \times 6,98 + 1,5 \times 32,95 = 57,93 \text{ kN.m/m} = 5793 \text{ kN.cm/m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{5793} = 6,90 \rightarrow A_s^- = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\text{min}} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s^- = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.11}$$

Para as armaduras de distribuição, foram adotados: $A_{sdistr} = \phi 8,0 \text{ c.14}$



1.3.2 Laje central

Para o dimensionamento da laje central será utilizada a tabela de Rüsch nº 14 e 58, com placa engastada-apoiada.

$$l_x = 2,35 \text{ m} \quad l_x / a = 1,18 \quad t / a = 0,343 \quad \phi = 1,35 \quad g = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momentos para cargas permanentes

$$M_{xmg} = 0,0625 \times 7,50 \times 2,35^2 = 2,59 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymg} = 0,0104 \times 7,50 \times 2,35^2 = 0,43 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeg} = 0,125 \times 7,50 \times 2,35^2 = 5,18 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{yeg} = 0,125 \times 7,50 \times 2,35^2 = 5,18 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times (75 \times 0,214 + 5 \times 0,04) = 21,94 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymq} = 1,35 \times (75 \times 0,110 + 5 \times 0,02) = 11,27 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times (75 \times 0,351 + 5 \times 0,29) = 37,50 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{yeq} = 1,35 \times (75 \times 0,396 + 5 \times 0,16) \times 0,95 = 39,12 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos gerados pela distribuição transversal das cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times 75 \times 0,396 / 1,5 = 26,73 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow M_{xmq} = 26,73 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times 75 \times 0,225 / 1,5 = 15,19 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow -M_{xeq} = 37,50 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xmd} = 1,35 \times 2,59 + 1,5 \times 26,73 = 43,59 \text{ kN.m} / \text{m} = 4359 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{4359} = 9,18 \rightarrow A_s = 5,17 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 6,05 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,20 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.13}$$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 0,43 + 1,5 \times 11,27 = 17,49 \text{ kN.m} / \text{m} = 1749 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 15^2}{1749} = 12,87 \rightarrow A_s = 2,75 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 185,01 \text{ MPa} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.14}$$



$$-M_{xed} = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 37,20 = 63,24 \text{ kN.m / m} = 6324 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{6324} = 6,32 \rightarrow A_s = 7,62 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 8,60 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,96 \text{ MPa} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c.14}$$

$$-M_{yed} = 1,35 \times 5,18 + 1,5 \times 39,12 = 65,67 \text{ kN.m / m} = 6567 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{6567} = 5,50 \rightarrow A_s = 8,43 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 9,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,86 \text{ MPa} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c.13}$$

Para as armaduras de distribuição, foram adotados: $A_{sdistr} = \phi 8,0 \text{ c.14}$

1.4 Transversinas de vão

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,95 \times 25 = 23,75 \text{ kN / m (Peso próprio)}$$

$$M_{g+} = 36,20 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 3,30 \text{ kN.m} \quad V_g = 36,40 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN (Por roda)}$$

$$M_{q+} = 582,20 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 272,30 \text{ kN.m} \quad V_g = 343,90 \text{ kN}$$

1.4.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 3,30 + 1,5 \times 272,30 = 412,91 \text{ kN.m} = 41291 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 170^2}{41291} = 20,99 \rightarrow A_s^- = 5,68 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 7,88 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 36,20 + 1,5 \times 582,20 = 922,17 \text{ kN.m} = 92217 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{80 \times 170^2}{92217} = 25,07 \rightarrow A_s^+ = 12,64 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 7,88 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 25,0$$

1.4.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 36,40 + 1,5 \times 343,90 = 565 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 1,70 = 2597 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$



$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 1,70 = 443 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 565 - 443 = 122 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,122}{0,9 \times 435 \times 1,70} = 0,000183 \text{ m}^2 / \text{m} = 1,83 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw \min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi \text{ 6,3c.18 (2 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 30 = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi \text{ 8,0c.16}$$

1.5 Transversinas de apoio

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,79 \times 25 = 19,74 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

$$g_2 = 7,69 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Reação laje do tabuleiro)}$$

$$M_{g+} = 3,50 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 7,10 \text{ kN.m} \quad V_g = 20,40 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN} \text{ (Por roda)}$$

$$M_{q+} = 127,50 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 258,20 \text{ kN.m} \quad V_q = 313,20 \text{ kN}$$

1.5.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 7,10 + 1,5 \times 258,20 = 396,89 \text{ kN.m} = 39689 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 170^2}{39689} = 18,21 \rightarrow A_s^- = 5,46 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 7,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi \text{ 25,0}$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 3,50 + 1,5 \times 127,50 = 195,98 \text{ kN.m} = 19598 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{80 \times 170^2}{19598} = 117,97 \rightarrow A_s^+ = 2,67 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 7,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi \text{ 25,0}$$

1.5.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 22,4 + 1,5 \times 313,2 = 500 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,25 \times 1,70 = 2164 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,25 \times 1,70 = 369 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 500 - 369 = 131 \text{ kN}$$



$$A_{sw} = \frac{0,131}{0,9 \times 435 \times 1,70} = 0,000197 \text{ m}^2 / \text{m} = 1,97 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw \min} = 2,90 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3c.20 \text{ (2 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0c.20$$

1.6 Cortinas

- Cargas permanentes

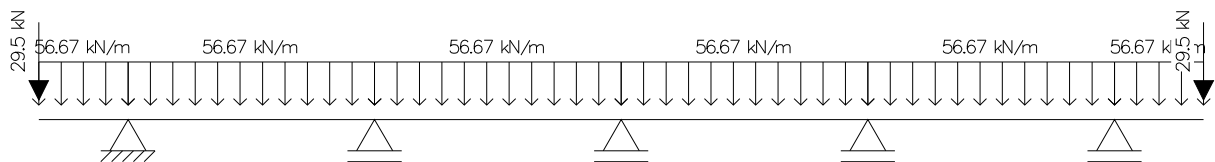
$$g_1 = 18,98 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

$$g_2 = 7,69 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Reação das lajes)}$$

$$g_3 = 30,00 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Placa de transição)}$$

$$g_{total} = 56,67 \text{ kN} / \text{m}$$

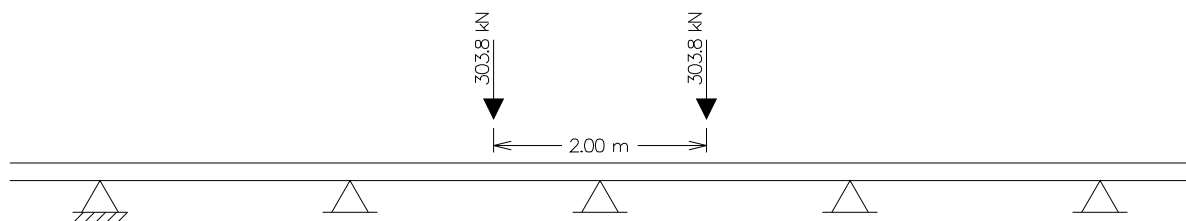
$$G_1 = 29,50 \text{ kN} \text{ (Alas)}$$



$$M_{g+} = 14,50 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 28,90 \text{ kN.m} \quad V_g = 77,20 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN} \text{ (Por roda)}$$



$$M_{q+} = 146,20 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 129,60 \text{ kN.m} \quad V_g = 360,10 \text{ kN}$$

1.6.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 28,90 + 1,5 \times 129,60 = 233,42 \text{ kN.m} = 23342 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 188^2}{23342} = 45,43 \rightarrow A_s^- = 2,88 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 8,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$



$$M_d^+ = 1,35 \times 14,50 + 1,5 \times 146,20 = 238,88 \text{ kN.m} = 23888 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 188^2}{23888} = 44,39 \rightarrow A_s^+ = 2,95 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 8,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

1.6.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 77,20 + 1,5 \times 360,10 = 644 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 1,88 = 2872 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 1,88 = 490 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 644 - 490 = 154 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,154}{0,9 \times 435 \times 1,88} = 0,000209 \text{ m}^2 / \text{m} = 2,09 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c.18 (2 ramos)}$$

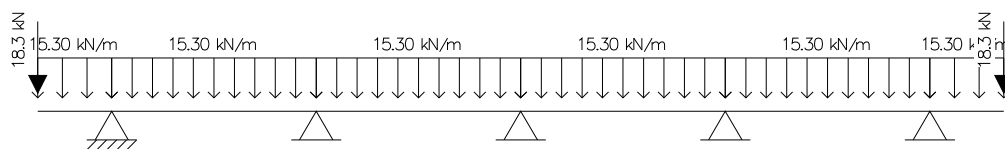
$$A_{spele} = 0,10 \times 30 = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.16}$$

1.7 Viga da cortina

- Carregamentos e esforços

$g_1 = 15,30 \text{ kN} / \text{m}$ (Reação da cortina solicitada por cargas horizontais)

$G_1 = 18,34 \text{ kN}$ (Reação da ala solicitada por cargas verticais)



$$M_{g+} = 4,7 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 21,1 \text{ kN.m} \quad V_g = 31,3 \text{ kN}$$

1.7.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 21,10 = 28,48 \text{ kN.m} = 2848 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 54^2}{2848} = 30,72 \rightarrow A_s^- = 1,22 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 4,70 = 6,35 \text{ kN.m} = 635 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 54^2}{635} = 137,76 \rightarrow A_s^+ = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$



1.7.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 31,30 = 42 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 0,54 = 825 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 0,54 = 141 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 42 - 141 = -99 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = A_{sw \min} = 3,48 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 6,3c.15 \text{ (2 ramos)}$$

1.8 Alas

- Cargas verticais

$$G_1 = 43,30 \text{ kN} \text{ (Peso próprio + New-jersey)}$$

Dimensionamento

$$M_d = 1,35 \times 43,30 \times 1,00 = 58,46 \text{ kN.m} = 5846 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{40 \times 188^2}{5846} = 241,83 \rightarrow A_s = 0,72 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 11,58 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 20,0$$

- Cargas horizontais

Pressão do solo: 11,46 kN/m²

Pressão da sobrecarga: 8,25 kN/m²

Pressão média: 13,98 kN/m²

Dimensionamento

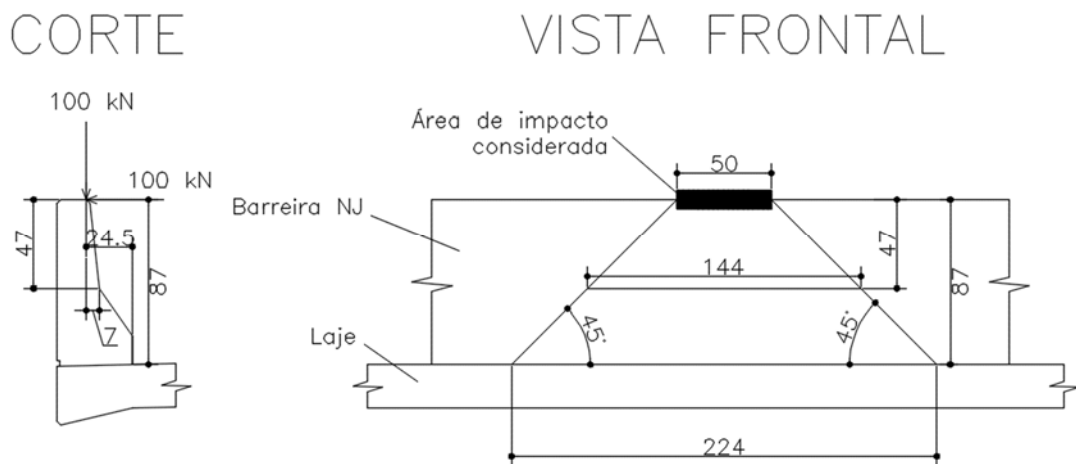
$$M_d = \frac{1,35 \times 13,98 \times 2,95 \times 1,00}{1,93} = 28,85 \text{ kN.m} = 2885 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{100 \times 34^2}{2885} = 40,07 \rightarrow A_s = 1,97 \text{ cm}^2 / m < A_{s \min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.13$$

Armadura na face externa: $A_{s \min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.13$

Estribos verticais: $A_{sw \min} = 4,64 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8,0c.20 \text{ (2 ramos)}$

1.9 Barreiras New-jersey



Segundo a NBR 7188 consideramos um impacto perpendicular de 100 kN e uma carga vertical de 100 kN, concomitante, ao longo de 50 cm no topo da barreira. Considerando os ângulos de 45°, teremos no meio da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 47 = 144$ cm e na base da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 87 = 224$ cm.

Temos na base da barreira, o momento de:

$$M = 100 \times \frac{(0,87 + 24,5)}{2,24} = 49,78 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 36^2}{4978} = 26,03$$

$$A_s = 3,22 \text{ cm}^2 / m < A_{s \min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$

Temos no meio da barreira, o momento de:

$$M = 100 \times \frac{(0,47 + 0,07)}{1,44} = 37,50 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 18^2}{3750} = 8,64$$

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2 / m < A_{s \min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$



1.10 Placas de transição

Serão avaliadas como apoiadas sobre o console da cortina e na outra extremidade sobre o solo. Consideramos o vão de cálculo de 5 metros.

Cargas permanentes

$$g = 12,00 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$M_{xmg} = \frac{12,00 \times 4^2}{8} = 24,00 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymg} = 24,00 \times 0,2 = 4,80 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Cargas móveis – Classe 45 (NBR7188)

$$\varphi = 1,35$$

$$\text{CIA} = 1,25$$

$$t / a = 0,558$$

$$I_x / a = 2,50$$

Utilizamos Rüsch nº 1:

$$M_{xmq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,456 + 5 \times 0,65) = 63,20 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,222 + 5 \times 0,19) = 29,70 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Dimensionamento

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

$$\text{cob} = 3,5 \text{ cm}$$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 24,00 + 1,5 \times 63,20 = 127,20 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 25,5^2}{12720} = 5,11 \quad k_s = 0,0243 \quad A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s \min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd \max} = 24,00 + 0,8 \times 63,20 = 74,56 \text{ kN.m} / \text{m} \quad M_{sd \min} = 37,50 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 177,89 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 16,0 \text{ c} 12,5$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 29,70 = 51,03 \text{ kN.m} / \text{m}$$



$$k_c = \frac{100 \times 24,5^2}{5103} = 11,76 \quad k_s = 0,0236 \quad A_s = 4,92 \text{ cm}^2 / m > A_{s \min} = 4,50 \text{ cm}^2 / m$$

Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd \max} = 4,80 + 0,8 \times 29,70 = 28,56 \text{ kN.m} / m \quad M_{sd \min} = 4,80 \text{ kN.m} / m$$

$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,78 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 10,0 \text{ c}14$

Na face superior, sobre o vão de 4 metros utilizar metade da armadura principal inferior, ou seja, $\phi 12,5 \text{ c}20$. Na face superior, na outra direção, $\phi 10,0 \text{ c}14$.

2 MESOESTRUTURA

2.1 Cargas verticais da superestrutura

$$R_g = 784,00 \text{ kN/longarina}$$

$$R_q = 286,30 \text{ kN/longarina}$$

$$R_Q = 246,70 \text{ kN/longarina}$$

2.2 Cargas verticais da mesoestrutura

$$\text{Pilares } P1=P2 = 31 \text{ kN}$$

$$\text{Travessas } P1=P2 = 45 \text{ kN/m}$$

2.3 Aparelho de apoio

- Apoio $P1=P2$

Os aparelhos de apoio utilizados terão $300 \times 400 \times 48 \text{ mm}$, sendo 3 camadas de elastômero com 10 mm e 4 chapas de aço com 3 mm.

$$\sigma_{\max} = \frac{1,317}{0,30 \times 0,40} = 10,98 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

$$k_a = \frac{1000 \times 0,30 \times 0,40}{3 \times 0,010} = 4000 \text{ kN} / m \text{ por aparelho de apoio}$$



2.4 Rigidez longitudinal

- Pilares (Diâmetro = 100cm)

$$P1=P2: k_p = \frac{3 \times 26072 \times 0,049}{1,60^3} = 935689 \text{ kN / m}$$

- Conjunto pilar + aparelho de apoio

$$P1=P2: \frac{1}{k_L} = \frac{1}{935689} + \frac{1}{2,5 \times 4000} \rightarrow k_L = 9894 \text{ kN / m}$$

2.5 Rigidez transversal

- Pórticos

A rigidez transversal dos pórticos foi obtida através do software de análise estrutural "Ftool".

$$P1=P2: k_p = 3506311 \text{ kN / m}$$

- Conjunto pilar + aparelho de apoio

$$P1=P2: \frac{1}{k_T} = \frac{1}{3506311} + \frac{1}{5 \times 4000} \rightarrow k_L = 19887 \text{ kN / m}$$

2.6 Forças horizontais longitudinais

- Frenagem e aceleração: $F = 0,05 \times 5 \times 38,00 \times 10,30 = 97,85 \text{ kN} < 135,00 \text{ kN}$

$$P1=P2: H_L = \frac{135,00}{2} \times 0,50 = 33,75 \text{ kN / pilar}$$

- Temperatura e retração: $\Delta T = 36^\circ\text{C}$ (PDN = 15,00m à direita do apoio P1)

$$P1=P2: H_L = 9894 \times 36 \times 10^{-5} \times 15,00 = 53,43 \text{ kN / pilar}$$

- Empuxo unilateral de solo sobre uma cortina: $E_a = 12,00 \times 10,30 = 123,60 \text{ kN}$



$$P1=P2: H_L = \frac{123,60}{2} \times 0,50 = 30,90 \text{ kN / pilar}$$

- Somatório de forças horizontais longitudinais

$$P1=P2: H_L = 33,75 + 53,43 + 30,90 = 118,08 \text{ kN / pilar}$$

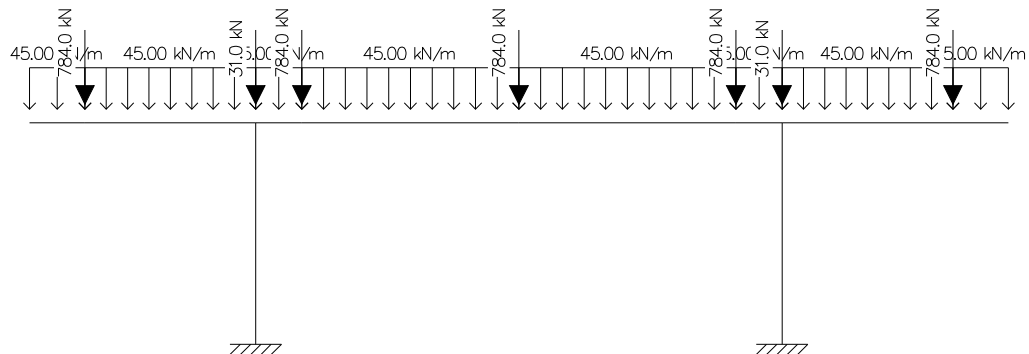
2.7 Forças horizontais transversais

- Vento: $H_w = 38,00 \times 2,80 \times 1,50 = 159,60 \text{ kN}$

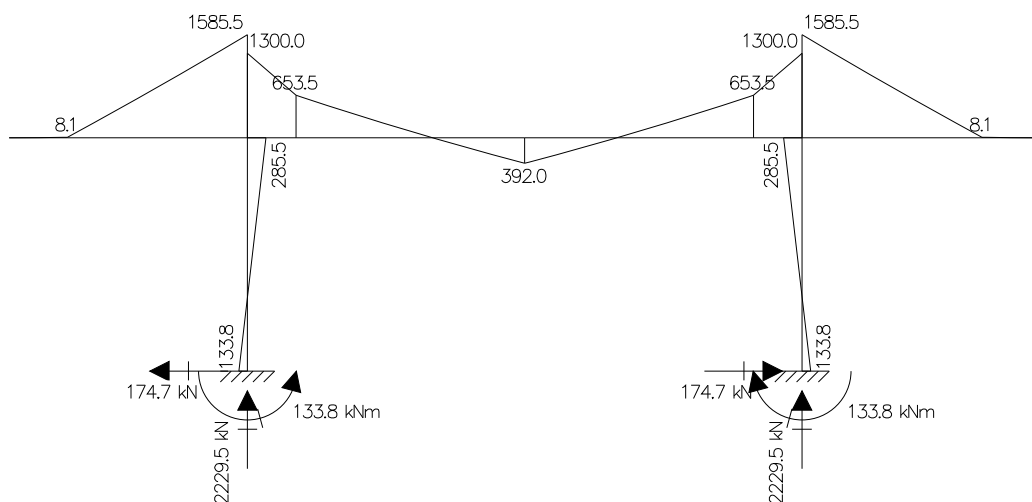
$$P1=P2: H_v = 159,60 \times 0,50 = 79,80 \text{ kN / apoio}$$

2.8 Esforços no pórtico P1=P2

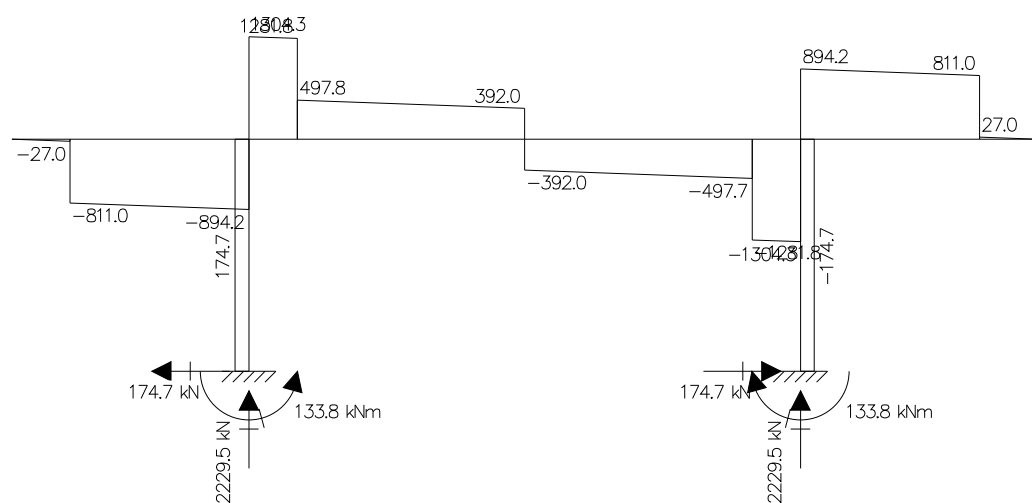
- Cargas permanentes



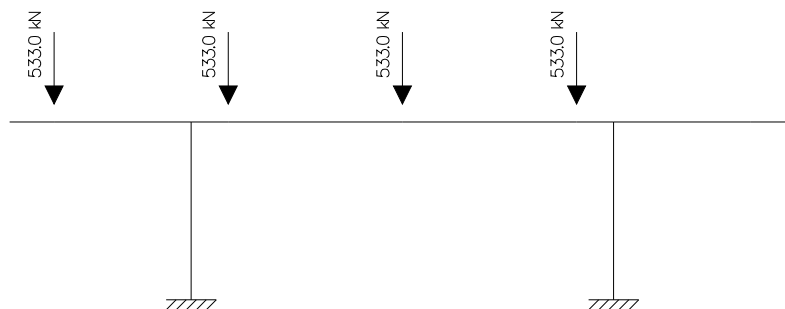
- Momentos fletores



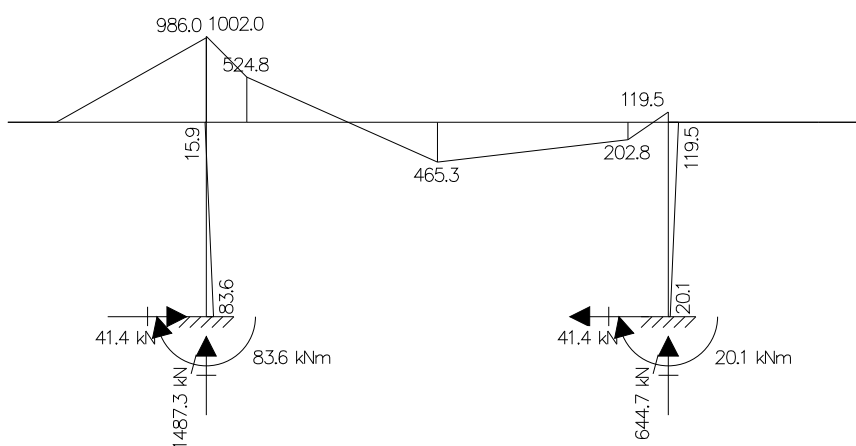
- Esforços cortantes



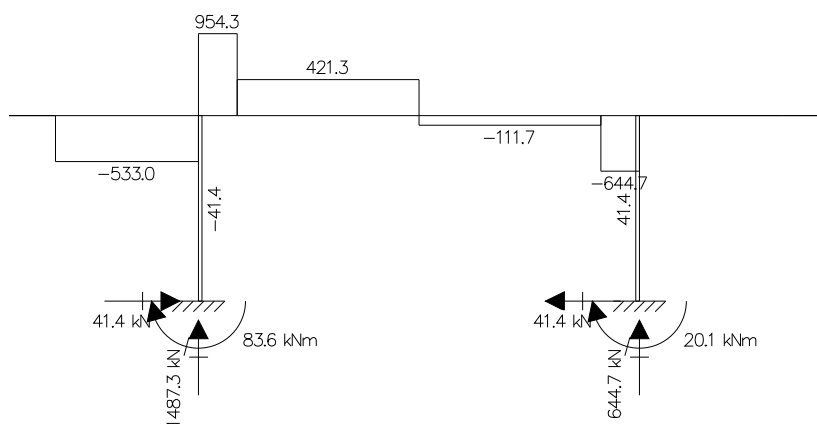
- Cargas móveis (Hipótese 1)



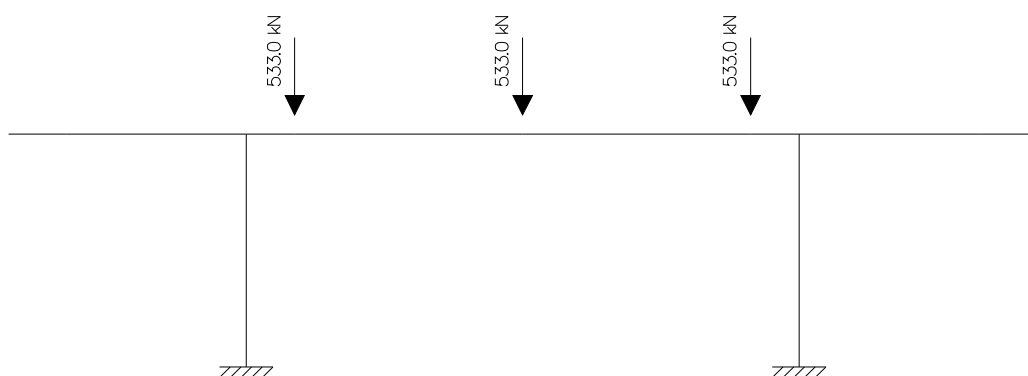
- Momentos fletores



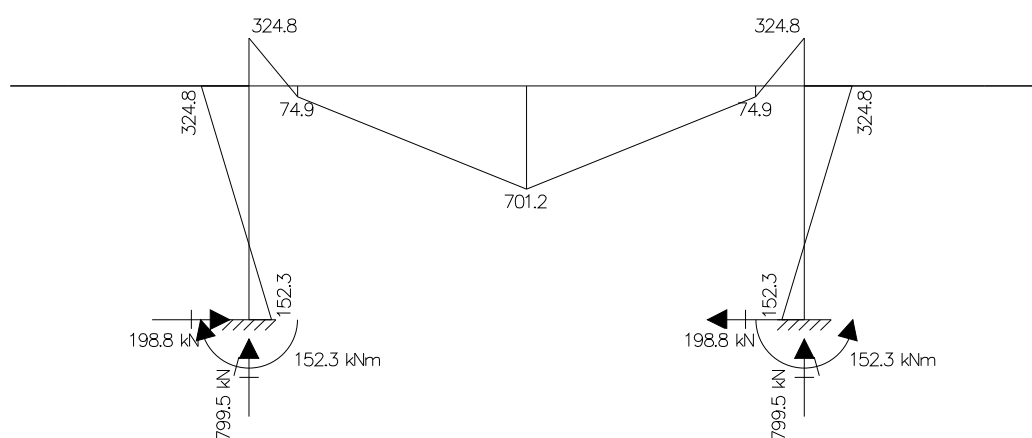
- Esforços cortantes



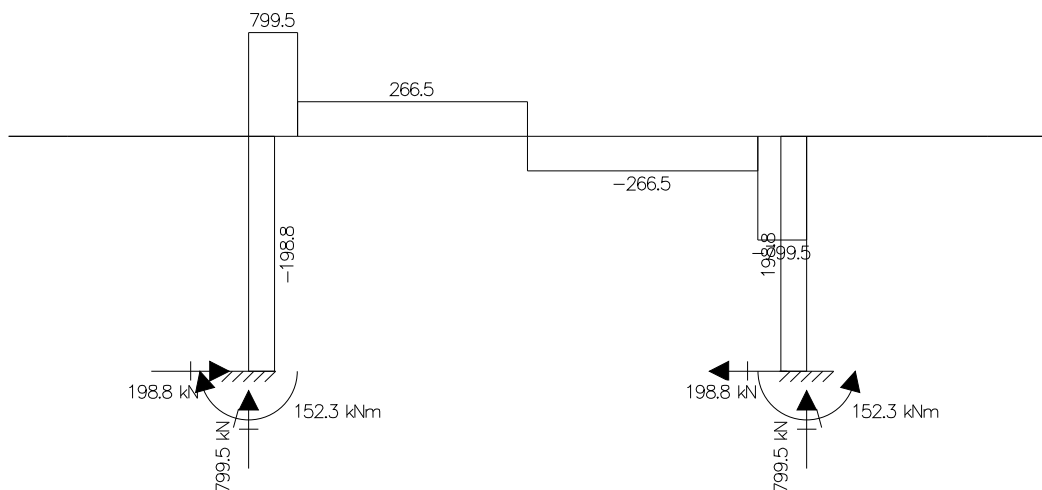
- Cargas móveis (Hipótese 2)



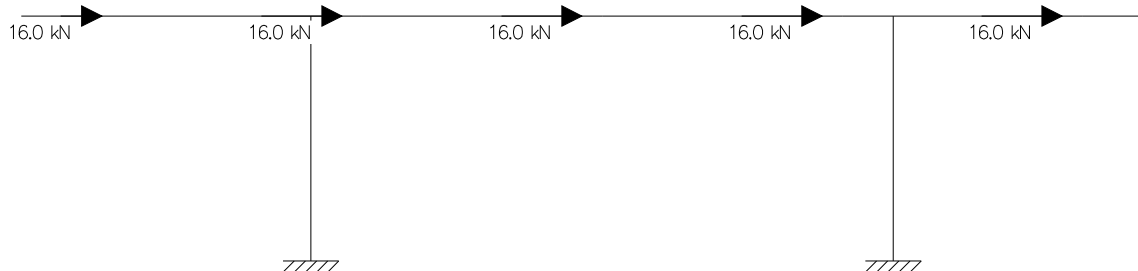
- Momentos fletores



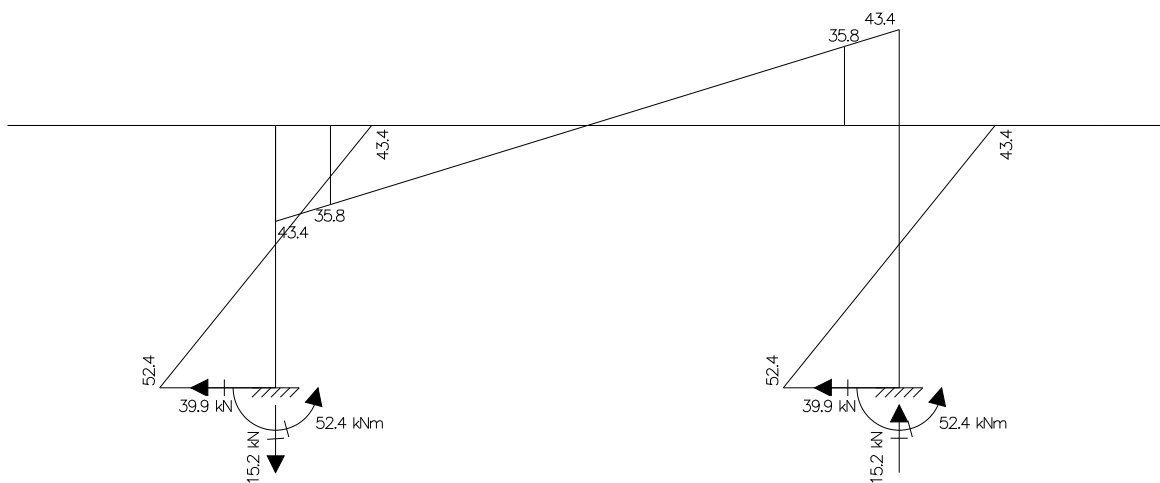
- Esforços cortantes



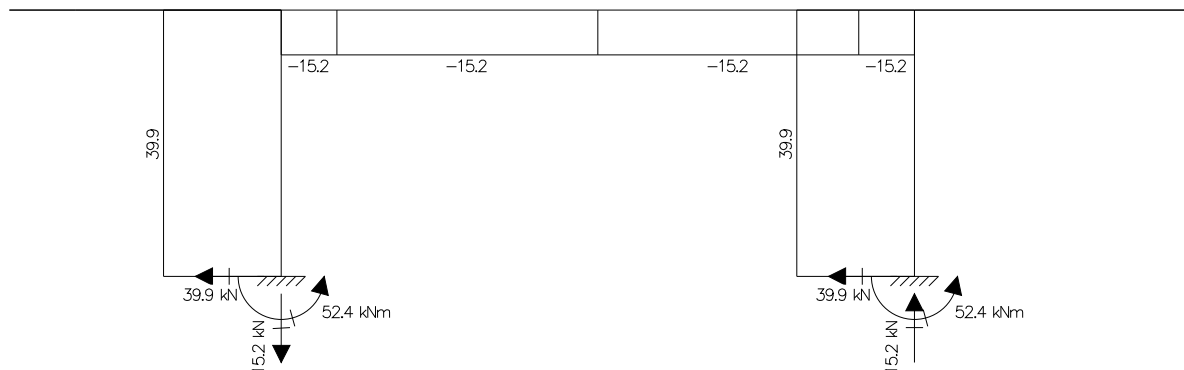
- Vento



- Momentos fletores



- Esforços cortantes



2.9 Dimensionamento travessa topo dos pilares

$$M_d^- = 1,35 \times 1586 + 1,50 \times 1045 = 3708,60 \text{ kN.m} = 370860 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{120 \times 144^2}{370860} = 6,71 \rightarrow A_s^- = 62,07 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 27,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 13\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 392 + 1,50 \times 701 = 1580,70 \text{ kN.m} = 158070 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{120 \times 144^2}{158070} = 15,74 \rightarrow A_s^+ = 25,80 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 21,45 \text{ cm}^2 \rightarrow 5\phi 25,0$$

$$V_d = 1,35 \times 1304 + 1,5 \times 969 = 3214 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 1,20 \times 1,44 = 8798 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 1,20 \times 1,44 = 1501 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 3214 - 1501 = 1713 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{1,713}{0,9 \times 435 \times 1,44} = 0,003039 \text{ m}^2 / \text{m} = 30,39 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{sw\min} = 13,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotado $\rightarrow \phi 10,0\text{c.}10$ (4 ramos) $\rightarrow 1,50\text{m}$ no vão e $1,50\text{m}$ no balanço

Adotado $\rightarrow \phi 10,0\text{c.}20$ (4 ramos) $\rightarrow$ Restante da travessa

$$A_{spele} = 0,10 \times 120 = 12,00 \text{ cm}^2 / \text{m} > 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0\text{c.}16$$

Cálculo da fretagem

$$b_0 = 45 \text{ cm};$$

$$b = 120 \text{ cm};$$

$$N_d = 1317,00 \times 1,40 = 1844 \text{ kN}$$



$$F_{td} = 0,3 \times 1,844 \times \left(\frac{1,20 - 0,44}{1,20} \right) = 0,280 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,280}{435} = 0,000644 \text{ m}^2 \rightarrow 6,44 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado : } 8,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

2.10 Dimensionamento pilares

Armação: 10 ϕ 16 mm ($A_s = 20.11 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 5027 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 40 \text{ cm}$

$y_{cg} = 40 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 2010619 \text{ cm}^4$

$I_y = 2010619 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.40 \%$

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

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

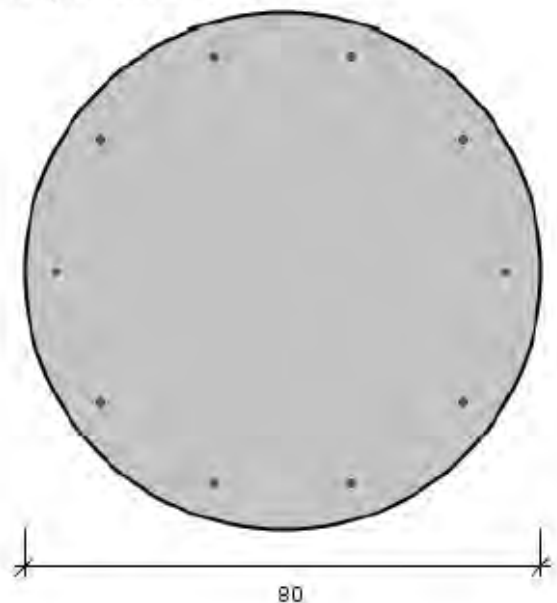
Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 160 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 16$

$\lambda_y = 16$

Seção Transversal:



Estribos: $\phi 5,0 \text{ c. } 15$

Consideramos as combinações da seguinte forma:

$$F_d = 1,35 \times F_g + 1,50 \times F_q$$

$$F_d = 1,00 \times F_g + 1,50 \times F_q$$

$$F_d = 1,35 \times F_g + 1,00 \times F_q$$

O software utilizado, PCalc, utiliza um coeficiente único. Para esse coeficiente, adotamos 1,4. Portanto, faremos a combinação apresentada acima, dividindo por 1,4, obtendo o valor característico que será usado no software.

	P1=P2	
	Hip 1	Hip 2
N_g	2230	2380
N_q	1502	815
N_k	3760	3168
M_{Ttg}	286	286
M_{Ttq}	-59	-368
M_{Ttk}	233	-190
M_{Tbg}	134	134
M_{Tbq}	-136	-205
M_{Tbk}	-50	-124
M_{Lk}	283	283

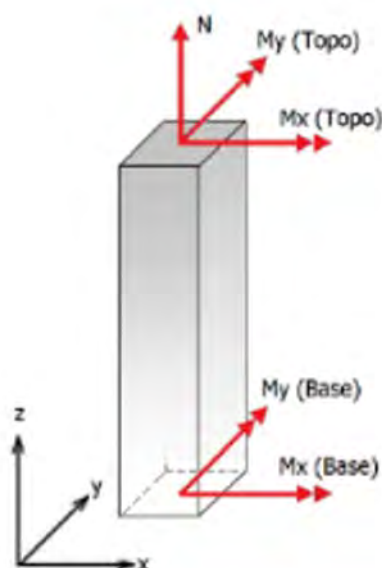


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}(\text{Topo})$	$M_{k,y}(\text{Topo})$	$M_{k,x}(\text{Base})$	$M_{k,y}(\text{Base})$
1	-3760	233	0	-50	283
2	-3168	-190	0	-124	283

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

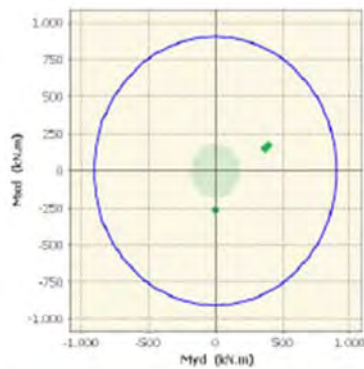


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

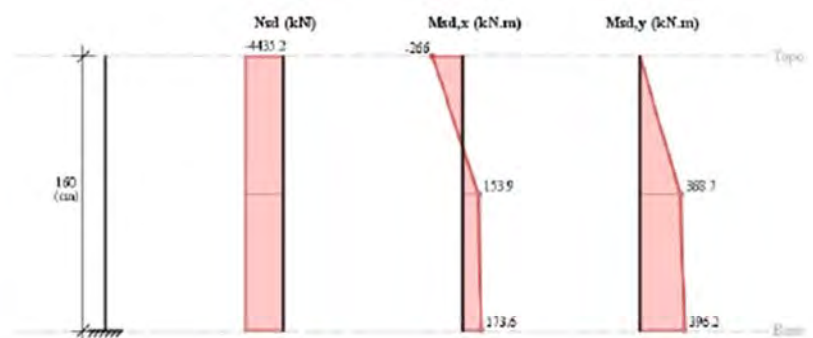


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com rigidez α aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d_{tot,x}} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 153.9 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_y = 5 \times 0.8 = 4 \text{ m};$$

$$B = h_y^2 N_{cd} - (N_{cd} \ell_o^2) / 320 - 5 h_y \alpha_b M_{d1,A} = 0.8^2 \times 4435.2 - (4435.2 \times 3.2^2) / 320 - 5 \times 0.8 \times 0.85 \times 173.6 = 2106.3616 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{cd} h_y^2 \alpha_b M_{d1,A} = -4435.2 \times 0.8^2 \times 0.85 \times 173.6 = 418853.19168 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0.80 + 0.20 M_c / M_A = 0.80 + 0.20 (-46.2) / 173.6 = 0.74677, \alpha_b \geq 0.85.$$

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{d_{tot,y}} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 368.7 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_x = 5 \times 0.8 = 4 \text{ m};$$

$$B = h_x^2 N_{cd} - (N_{cd} \ell_o^2) / 320 - 5 h_x \alpha_b M_{d1,A} = 0.8^2 \times 4435.2 - (4435.2 \times 3.2^2) / 320 - 5 \times 0.8 \times 0.9 \times 396.2 = 1270.2816 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{cd} h_x^2 \alpha_b M_{d1,A} = -4435.2 \times 0.8^2 \times 0.9 \times 396.2 = 1012162.31424 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0.80 + 0.20 M_c / M_A = 0.80 + 0.20 (198.1) / 396.2 = 0.9, \alpha_b \geq 0.85.$$



3 INFRAESTRUTURA

3.1 Blocos P1=P2

Cargas verticais:

Peso próprio do bloco = 205 kN
 Peso próprio da viga = 26 kN
 Solo sobre a infra = 59 kN
 Peso da infra por pilar = 247 kN
 Cargas da meso (máx) = 3760 kN
 Cargas da meso (mín) = 2230 kN

Forças horizontais:

Longitudinal = 118 kN/pilar
 Empuxo do solo = 0 kN/pilar
 Transversal = 80 kN/apoio

Alturas dos centros elásticos

$e_L = 1,70 \text{ m}$ $\alpha = 9,46$
 $e_T = 3,30 \text{ m}$
 inclinação = 0,167

Direção longitudinal = 5,10 m
 Direção transversal = 9,90 m

Cálculo das cargas na estacas

Hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical $V = 4007 \text{ kN/pilar}$

$J_v = 5,8378$

$F = 677,02 \text{ kN}$

$F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}=F_{11}=F_{12} = 677,02 \text{ kN}$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 118 \text{ kN/pilar}$

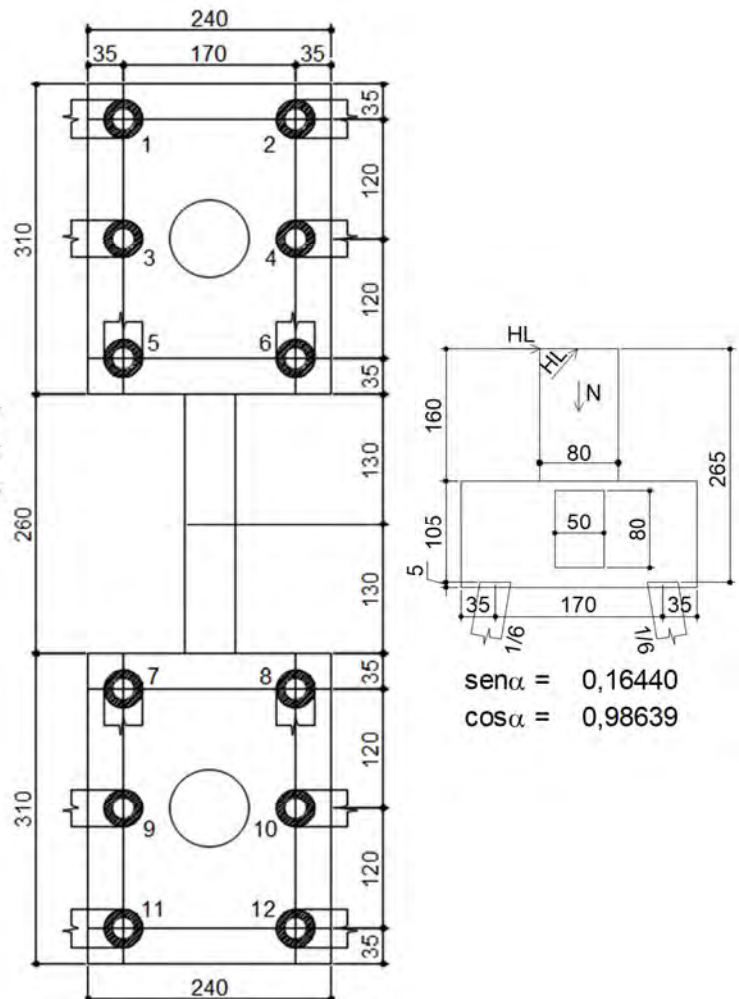
$J_{HL} = 0,1081$ 0 kN/pilar

Total = 118 kN/pilar

$F = 179,563 \text{ kN}$

$F_1=F_3=F_9=F_{11} = -179,56 \text{ kN}$

$F_2=F_4=F_{10}=F_{12} = 179,56 \text{ kN}$





c) Devido ao esforço horizontal transversal $H_T = 80 \text{ kN/apoio}$

$$J_{HT} = 0,1081$$

$$F = 121,35 \text{ kN} \quad F_5=F_6 = -121,35 \text{ kN} \\ F_7=F_8 = 121,35 \text{ kN}$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal $HL = 118 \text{ kN/pilar}$
 0 kN/pilar
 Total = 118 kN/pilar

$$h = 2,65 \text{ m} \quad r_i = 0,85 \\ \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 1,406$$

$$M_L = -289,30 \text{ kN.m}$$

$$F = -174,90 \text{ kN} \quad F_5=F_7 = 174,90 \text{ kN} \\ F_6=F_8 = -174,90 \text{ kN}$$

e) Devido ao momento causado pela força transversal $H_T = 80 \text{ kN/apoio}$

$$h = 2,65 \text{ m} \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 95,449$$

$$M_T = -578,55 \text{ kN.m}$$

$$F_1=F_2 = 24,55 \text{ kN} \quad F_3=F_4 = 17,27 \text{ kN} \\ F_{11}=F_{12} = -24,55 \text{ kN} \quad F_9=F_{10} = -17,27 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$$\begin{array}{llll} F_1 = 522,01 \text{ kN} & F_2 = 881,13 \text{ kN} & & \\ F_3 = 514,73 \text{ kN} & F_4 = 873,86 \text{ kN} & & \text{Carga máxima} = 973,27 \text{ kN} \\ F_5 = 730,57 \text{ kN} & F_6 = 380,77 \text{ kN} & & \\ F_7 = 973,27 \text{ kN} & F_8 = 623,47 \text{ kN} & & \\ F_9 = 480,18 \text{ kN} & F_{10} = 839,31 \text{ kN} & & \\ F_{11} = 472,91 \text{ kN} & F_{12} = 832,03 \text{ kN} & & \end{array}$$

Hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical $V = 2477 \text{ kN/pilar}$

$$J_v = 5,8378$$

$$F = 418,50 \text{ kN} \quad F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}=F_{11}=F_{12} = 418,50 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $HL = 118 \text{ kN/pilar}$
 0 kN/pilar

$$J_{HL} = 0,1081 \quad \text{Total} = 118 \text{ kN/pilar}$$



$$F = 179,56 \text{ kN} \quad F1=F3=F9=F11 = -179,56 \text{ kN}$$

$$F2=F4=F10=F12 = 179,56 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal $H_T = 80 \text{ kN/apoio}$

$$J_{HT} = 0,1081$$

$$F = 121,35 \text{ kN} \quad F5=F6 = -121,35 \text{ kN}$$

$$F7=F8 = 121,35 \text{ kN}$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal $H_L = 118 \text{ kN/pilar}$
 0 kN/pilar
 Total = 118 kN/pilar

$$h = 2,65 \text{ m} \quad r_i = 0,85$$

$$M_L = -289,30 \text{ kN.m} \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 1,406$$

$$F = -174,90 \text{ kN} \quad F5=F7 = 174,90 \text{ kN}$$

$$F6=F8 = -174,90 \text{ kN}$$

e) Devido ao momento causado pela força transversal $H_T = 80 \text{ kN/apoio}$

$$h = 2,65 \text{ m} \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 95,449$$

$$M_T = -578,55 \text{ kN.m}$$

$$F1=F2 = 27,88 \text{ kN} \quad F3=F4 = 20,61 \text{ kN}$$

$$F11=F12 = -27,88 \text{ kN} \quad F9=F10 = -20,61 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$$F1 = 266,82 \text{ kN} \quad F2 = 625,95 \text{ kN}$$

$$F3 = 259,55 \text{ kN} \quad F4 = 618,67 \text{ kN} \quad \text{Carga mínima} = 122,25 \text{ kN}$$

$$F5 = 472,05 \text{ kN} \quad F6 = 122,25 \text{ kN}$$

$$F7 = 714,75 \text{ kN} \quad F8 = 364,95 \text{ kN}$$

$$F9 = 218,33 \text{ kN} \quad F10 = 577,46 \text{ kN}$$

$$F11 = 211,06 \text{ kN} \quad F12 = 570,18 \text{ kN}$$



Cálculo dos blocos

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $h = 110 \text{ cm}$

a) Direção longitudinal	$b_w = 310 \text{ cm}$
	$W_0 = 0,517 \text{ m}^3$
$M_L = 1924 \text{ kN.m}$	$f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa}$
$M_{Ld} = 2694 \text{ kN.m} > M_{d,min} = 1556 \text{ kN.m}$	

$cob = 4,50 \text{ cm}$	$k_c = 12,209$
$d = 103 \text{ cm}$	$k_s = 0,0236$
$ASL = 61,72 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 48,83 \text{ cm}^2$	

Adotado: $20 \phi 20,0$

b) Direção transversal	$b_w = 240 \text{ cm}$
	$W_0 = 0,400 \text{ m}^3$
$M_L = 1890 \text{ kN.m}$	$f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa}$
$M_{Ld} = 2646 \text{ kN.m} > M_{d,min} = 1205 \text{ kN.m}$	
$cob = 4,50 \text{ cm}$	$k_c = 9,437$
$d = 102 \text{ cm}$	$k_s = 0,0237$
$ASL = 61,48 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 37,80 \text{ cm}^2$	

Adotado: $20 \phi 20,0$

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$A_{sc} = 12,32 \text{ cm}^2 \text{ direção}$	
$A_{sc} = 6,16 \text{ cm}^2 \text{ a face}$	Adotado: $5 \phi 12,5$

Viga de rigidez entre os blocos



Momento transversal no pé do pilar = 134,0 kN.m

Cargas sobre a viga: Peso próprio = 10,0 kN/m
 Solo = 5,0 kN/m
 Total = 15,0 kN/m

a) Dimensionamento à flexão

$b_w = 50 \text{ cm}$ $h = 80 \text{ cm}$
 $M = 146,7 \text{ kN.m}$ $cob = 4,50 \text{ cm}$ $d = 74,4 \text{ cm}$

$M_{sd} = 198,0 \text{ kN.m}$ $>$ $M_{dmin} = 160,7 \text{ kN.m}$
 $k_c = 17,21$ $k_s = 0,0234$
 $A_s = 6,23 \text{ cm}^2$ $A_{smin} = 6,00 \text{ cm}^2$ Adotado: 4 ϕ 16,0

b) Esforço cortante

$A_{sw \text{ min}} = 5,79 \text{ cm}^2/\text{m}$ Adotado: ϕ 8,0 c. 17 ← 2 ramos

c) Armadura de pele

$A_s = 5,00 \text{ cm}^2$ Adotado: ϕ 10,0 c. 16

3.2 Dimensionamento geotécnico das estacas

Para a definição da solução de fundação a ser utilizada na OAE Ponte sobre o Rio Turvo, foram consideradas as sondagens mistas SM-01 a SM-04.

Considerando os perfis estratigráficos apresentados nos boletins individuais das sondagens representativas da região, a solução em fundação direta foi descartada pela baixa capacidade de suporte do solo nos metros iniciais. Dentre as alternativas de estacas tecnicamente viáveis, foram estudadas as alternativas em estacas pré-moldadas e raiz. A primeira foi descartada, pois durante as camadas de solo apresentadas no perfil, as estacas não atingem a capacidade de suporte necessária. Desta forma, adotamos a solução em estacas tipo raiz com 400 mm de diâmetro em solo e 310mm em rocha. O comprimento delas foi avaliado individualmente por apoio, pelo método Decourt-Quaresma. A carga necessária de suporte, obtida pelo dimensionamento estrutural, é de **973 kN**. Após o término das camadas de solo, os primeiros 5,00m de rocha são extremamente fraturadas. Por isto, adotaremos um comprimento mínimo em rocha de 5,00m, apoiando a ponta da estaca em rocha sã.



- Apoio P1 (SM-01)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m²/m
Área ponta	0,13 m²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m²/m
Área ponta	0,08 m²

RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	4	29	23			
2	4	29	45	120	6	51
3	8	46	81	120	6	87
4	4	29	103	120	6	109
5	3	25	122	120	6	128
6	9	50	161	400	21	182
7	5	34	187	400	23	210
8	4	29	209	120	5	215
9	5	34	235	120	5	240
10	5	34	261	120	6	267
11	6	38	290	200	15	305
12	13	67	342	200	18	359
13	9	50	380	200	19	400
14	9	50	419	200	20	439
15	14	71	474	200	24	498
16	15	75	532	200	25	557
17	11	59	577	200	48	625
18	50	172	709	400	139	849
19	50	172	841	400	188	1030
20	50	172	974	400	188	1162
21	50	172	1106	400	188	1295
22	50	172	1239	400	188	1427

	Comprimento em solo
	Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

- Apoio P1 (SM-02)



Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²

RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	3	25	19			
2	4	29	42	120	5	47
3	7	42	74	120	6	81
4	6	38	103	120	8	111
5	8	46	139	120	8	146
6	7	42	171	120	7	178
7	4	29	193	120	6	200
8	6	38	222	120	6	228
9	6	38	251	120	7	258
10	7	42	284	120	8	291
11	8	46	319	120	8	327
12	6	38	348	120	9	357
13	9	50	387	120	9	396
14	9	50	425	120	9	435
15	7	42	458	120	9	467
16	9	50	496	120	9	505
17	7	42	528	120	9	537
18	8	36	556	120	25	580
19	50	172	688	400	136	824
20	50	172	821	400	188	1009
21	50	172	953	400	188	1141
22	50	172	1085	400	188	1274
23	50	172	1218	400	188	1406

	Comprimento em solo
	Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

- Apoio P2 (SM-03)



Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²

RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	6	38	29			
2	7	42	61	120	8	69
3	8	46	97	120	8	105
4	7	42	129	120	7	136
5	4	29	151	120	5	156
6	2	21	168	120	7	174
7	12	63	216	120	9	225
8	10	54	258	120	11	268
9	6	38	287	120	8	295
10	6	38	316	120	6	322
11	5	34	342	120	6	348
12	5	34	367	120	23	390
13	50	222	538	400	132	670
14	50	222	709	400	188	897
15	50	222	880	400	188	1068
16	50	222	1050	400	188	1239
17	50	222	1221	400	188	1410

	Comprimento em solo
	Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

- Apoio P2 (SM-04)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²



RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	3	25	19			
2	6	38	48	120	6	54
3	6	38	77	120	8	85
4	8	46	113	120	7	120
5	5	34	139	120	6	145
6	3	25	158	120	6	164
7	7	42	190	120	7	197
8	8	46	226	120	9	235
9	9	50	264	120	11	275
10	12	63	313	120	10	322
11	5	34	338	120	12	350
12	14	71	393	120	13	406
13	16	80	454	400	101	555
14	50	222	625	400	146	771
15	50	222	796	400	188	984
16	50	222	967	400	188	1155
17	50	222	1137	400	188	1326
18	50	172	1270	400	188	1458



Comprimento em solo

Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

Longitudinalmente, as sondagens SM-01 e SM-02 estão posicionadas na mesma estaca, assim como as SM-03 e SM-04. Dito isto, iremos comparar as sondagens que estão na mesma posição e consideraremos a pior situação. Portanto, comparando a SM-01 com a SM-02, para o **apoio P1**, adotaremos o comprimento de **18,00m em solo e 5,00m em rocha**. Comparando SM-03 e SM-04, para o **apoio P2**, adotaremos **13,00m em solo e 5,00m em rocha**.

3.3 Dimensionamento estrutural das estacas

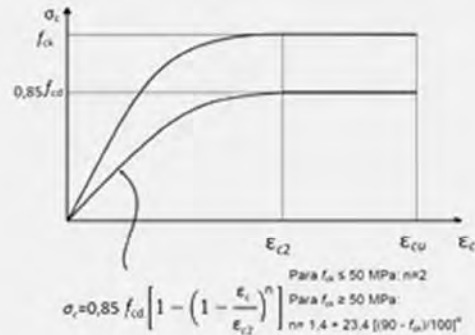
As estacas serão solicitadas exclusivamente a compressão, de 973 kN.

Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{ck} = 20$ MPa

$\gamma_c = 1.4$



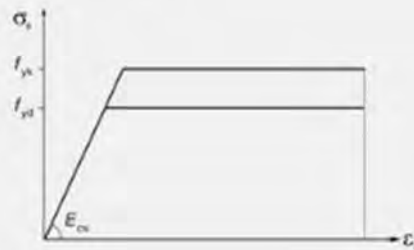
Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{yk} = 500$ MPa

$E_s = 210$ GPa

$\gamma_s = 1.15$



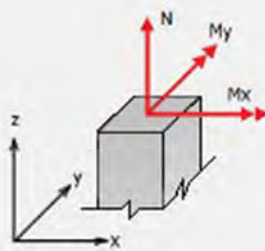
Coefficiente de ponderação:

$\gamma_f = 1.4$

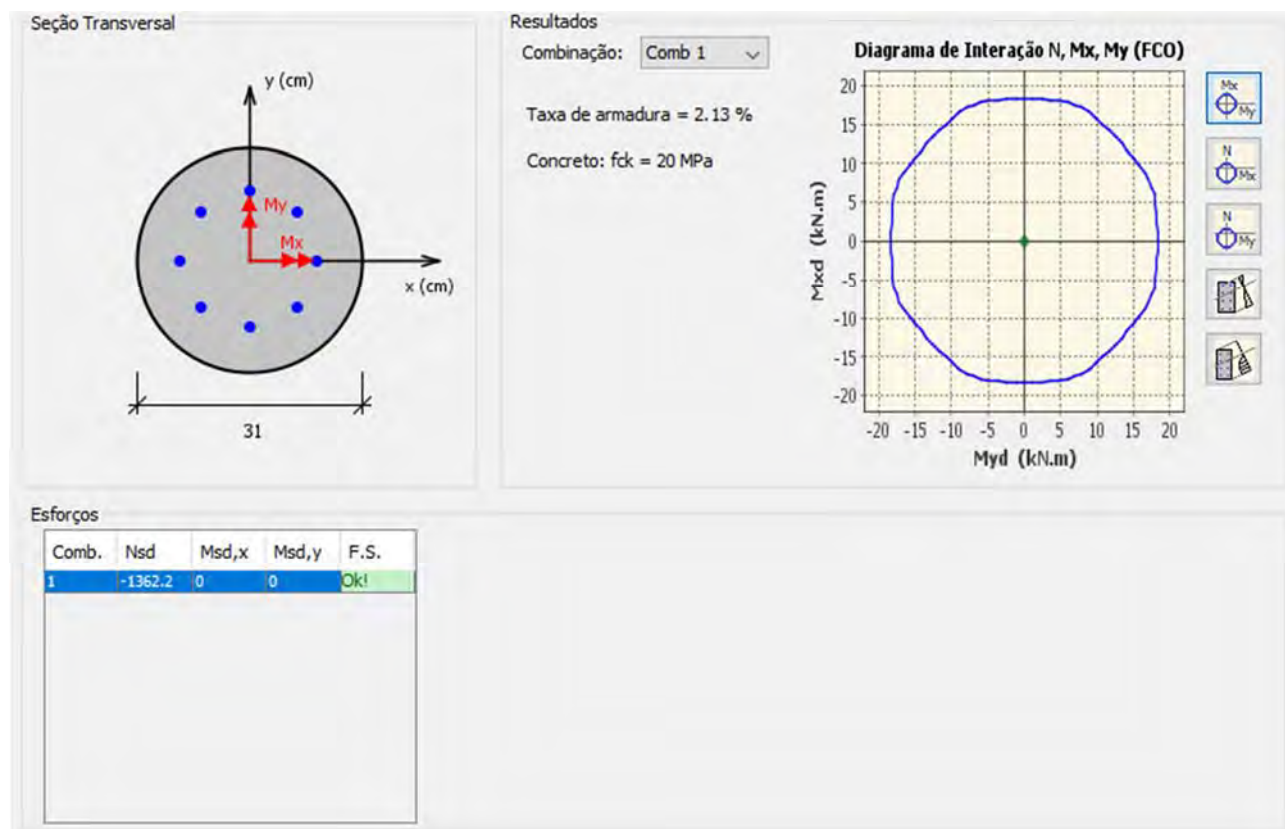


Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-973	0	0



(N < 0 para compressão)



Armadura adotada: 8 ϕ 16,0

3.4 Dimensionamento embutimento em rocha das estacas

Para o cálculo da capacidade de carga da estaca embutida em rocha, iremos considerar o método de Cabral-Antunes (2000). Iremos desconsiderar o trecho sobrejacente em solo, devido ao fato de os trechos das estacas executados em rocha apresentarem maior rigidez à deformação quando comparados aos trechos executados em solo e por conta desta característica a carga das estacas acaba sendo absorvida prioritariamente pelos trechos das estacas executados em rocha antes mesmo dos trechos executados em solo serem mobilizados.

Para o cálculo da capacidade de carga, temos que:

$$Q_R = \sigma_p \times A_p + \sigma_l \times U, \text{ sendo:}$$

Q_R : carga de ruptura;

σ_p : resistência de ponta unitária;

A_p : área de ponta da estaca;

σ_l : resistência devido ao atrito lateral;



U : o perímetro embutido em rocha.

- Resistência de ponta unitária

$$\sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,40 \times f_{ck} \leq 8MPa$$

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Variação	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

TIPO DE ROCHA	σ_c (Mpa)
Rochas ígneas e metamórficas(Basaltos, gnaisses e granitos	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Rochas Sedimentares bem cimentadas (Arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Considerando basalto, alterado:

$$\sigma_p = 0,30 \times 70 = 21MPa > 8MPa \rightarrow \text{Adotado } 8 MPa$$

- Resistência lateral unitária

$$\sigma_l = \frac{f_{ck}}{15} \text{ ou } \sigma_p \times 0,035 < 1,33MPa$$

$$\sigma_l = \frac{20}{15} = 1,33$$

$$\sigma_l = 8 \times 0,035 = 0,28MPa \leftarrow \text{Adotado}$$

- Cálculo da capacidade de carga

$$\text{Área de ponta da estaca: } A_p = \pi \times 0,155^2 = 0,075m^2$$

$$\text{Área lateral da estaca, por metro} = U = 2 \times \pi \times 0,155 \times 5 = 4,87m^2$$

$$Q_R = \sigma_p \times A_p + \sigma_l \times U$$

$$Q_R = 8 \times 0,075 + 0,28 \times 4,87 = 1,96MN = 1960kN$$

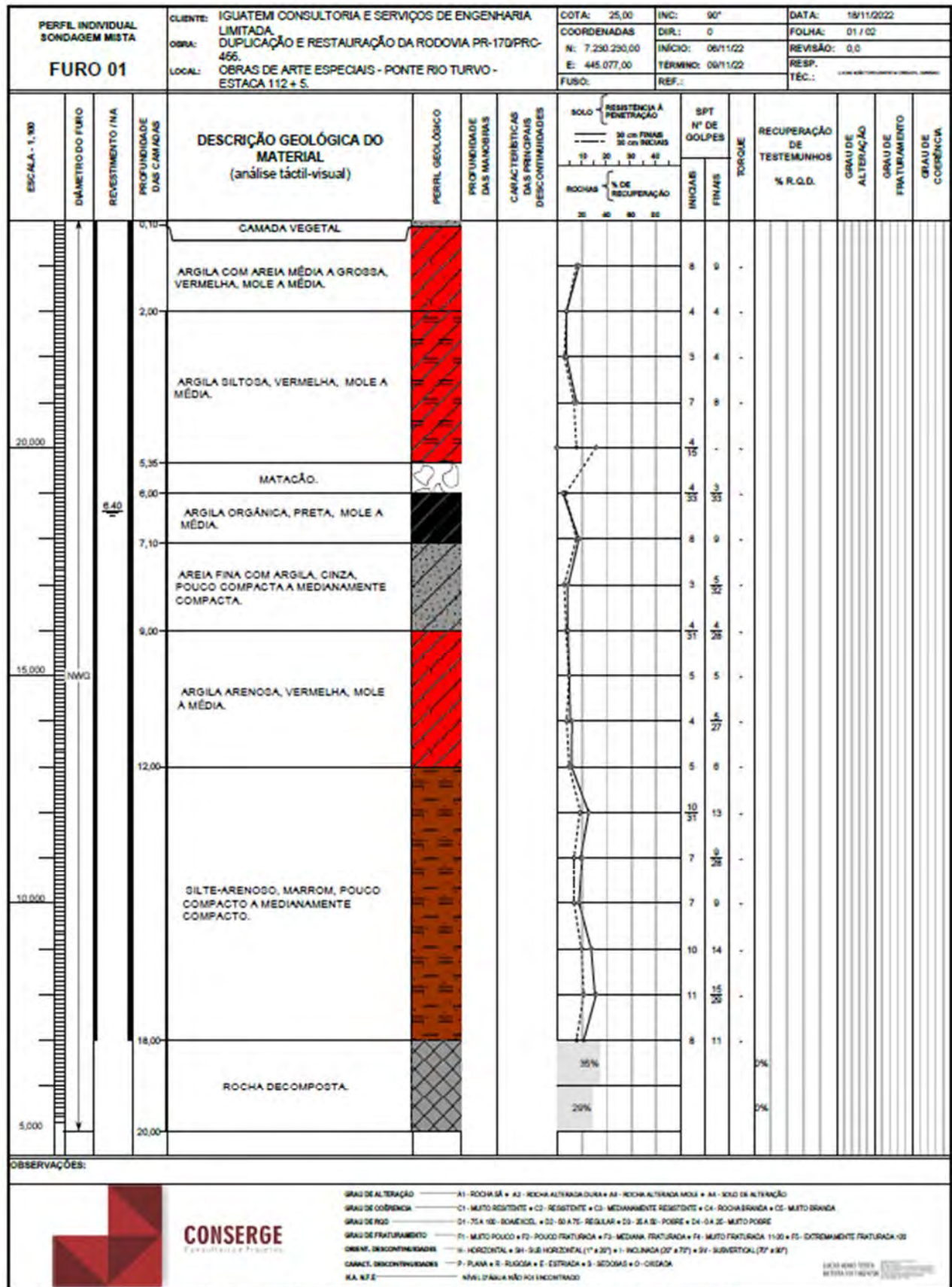


Considerando que a NBR 6122/2010, estabelece um fator de segurança global para capacidade de carga admissível de fundações profundas, temos:

$$Q_{adm} = \frac{Q_R}{2,0} = \frac{1960}{2} = 980kN \rightarrow 98tf$$

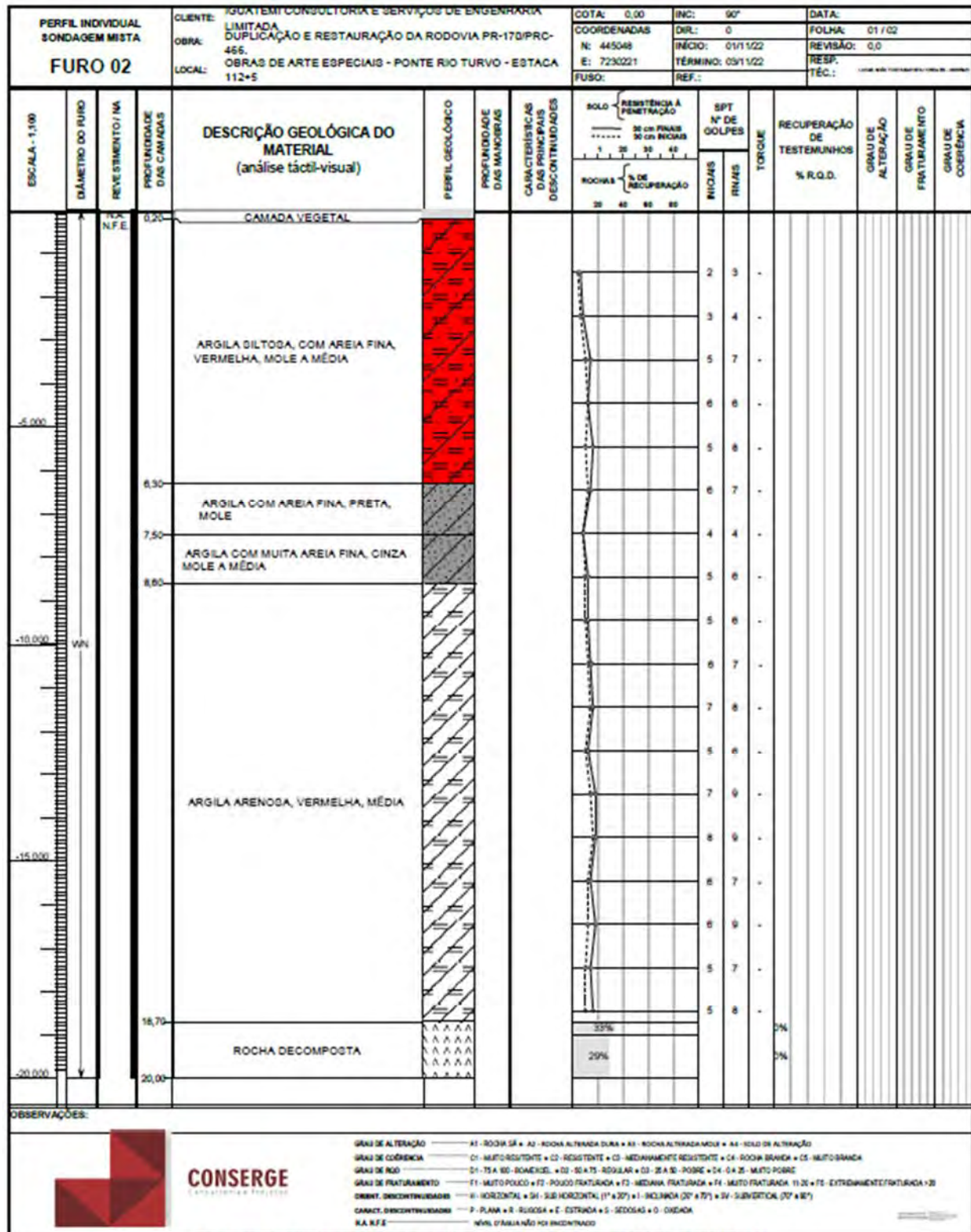
A estaca mais solicitada é a do P2, com 97 tf. Portanto, a estaca apresenta segurança.

ANEXO – BOLETINS DE SONDAGENS





PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LIMITADA DUPLICAÇÃO E RESTAURAÇÃO DA RODOVIA PR-170/PRC-456		COTA: 25,00		INC.: 90°		DATA: 18/11/2022						
FURO 01		LOCAL: OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - PONTE RIO TURVO - ESTACA 112 + 5.		COORDENADAS N: 7.230.250,00 E: 445.077,00		DIR.: 0 INICIO: 06/11/22 TERMINO: 06/11/22		FOLHA: 02 / 02 REVISÃO: 0,0 RESP.: TÉC.:						
ESCALA: 1:300	DÍAMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MUDANÇAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO 30 cm FINAS 30 cm INCLAS 10 20 30 40	SPT Nº DE GOLPES INICIAS FINAIS	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
0,000	NWG		22,00	ROCHA DECOMPOSTA.				3-4%			0%			
			25,00	BASALTO, Sã, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA.				5%			0%			
								93%			70%			
								90%			88%			
								100%			98%			
OBSERVAÇÕES:														





PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA			CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LIMITADA DUPLICAÇÃO E RESTAURAÇÃO DA RODOVIA PR-170/PRC-466 OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - PONTE RIO TURVO - ESTACA 112+5		COTA: 0,00 INC: 90° COORDENADAS N: 445048 E: 7230221 FUSO:		DIR: 0 INÍCIO: 01/1/22 TÉRMINO: 03/1/22 REF:		DATA: 02/02 FOLHA: 02/02 REVISÃO: 0,0 RESP: TÉC: LOCAL: CARGO: FUNÇÃO: ASSINATURA: DATA: LUGAR: PAÍS: CARGO: FUNÇÃO: ASSINATURA: DATA: LUGAR: PAÍS:					
FURO 02														
ESCALA: 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANEIRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO 30 cm FINAS 30 cm INCIAS 1 20 30 40 ROCHAS % DE RECUPERAÇÃO 20 40 60 80	SPT Nº DE GOLPES INCISAS RNAS	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
	VN		22,40	ROCHA DECOMPOSTA	AAAAAAAA			12%			0%			
								35%			0%			
								22%			0%			
			26,00	ROCHA BASÁLTICA Sã, POUCO ALTERADA, POUCO FRATURADA, CINZA ESCURA				87%			80%			
								95%			82%			
								97%			99%			

OBSERVAÇÕES:

GRAU DE ALTERAÇÃO — A1 - ROCHA Sã • A2 - ROCHA ALTERADA SUAVE • A3 - ROCHA ALTERADA MUITO • A4 - ROCHA DE ALTERAÇÃO

GRAU DE COERÊNCIA — C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANCA • C5 - MUITO BRANCA

GRAU DE RQD — R1 - 75 A 90 - BOMESTRUT. • R2 - 50 A 75 - REGULAR • R3 - 25 A 50 - POBRE • R4 - 0 A 25 - MUITO POBRE

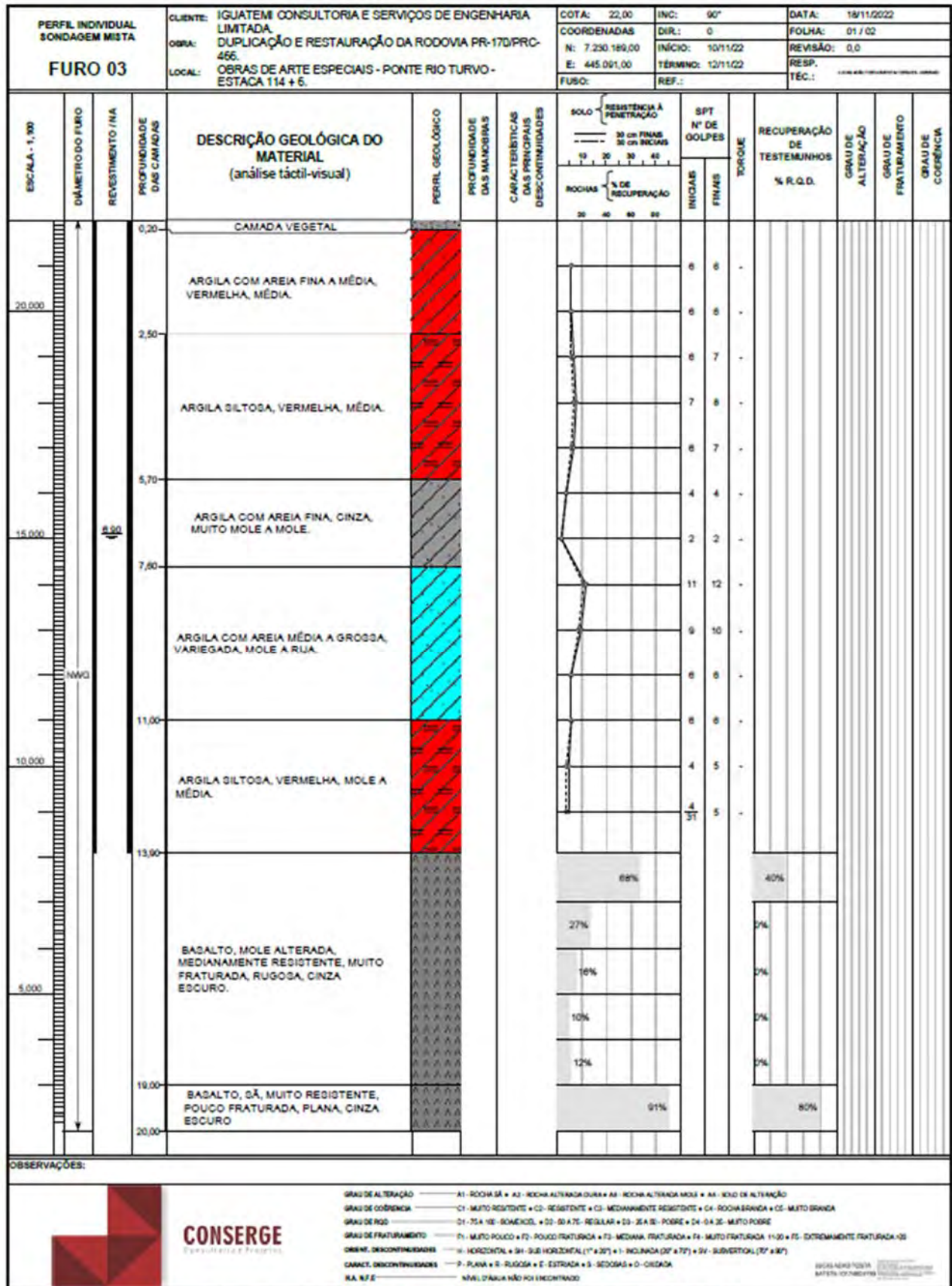
GRAU DE FRATURAMENTO — F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANAMENTE FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA • F6

ORIENT. DESCONTINUIDADES — H - HORIZONTAL • V - SUB-HORIZONTAL (1° a 30°) • I - INCLINADA (30° a 70°) • S - SUB-VERTICAL (70° a 90°)

CARACT. DESCONTINUIDADES — P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRADA • S - SECAS • D - DRENA

N.A. N.P.E. — NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO

✦ Rua Carolina Gaburro Salvador, 248, 1º JOE, Santa Tereza e, Alfredo Chaves, ES, CEP: 29.240-000 • (27) 3259-1563 • (27) 3259-1925 ✦





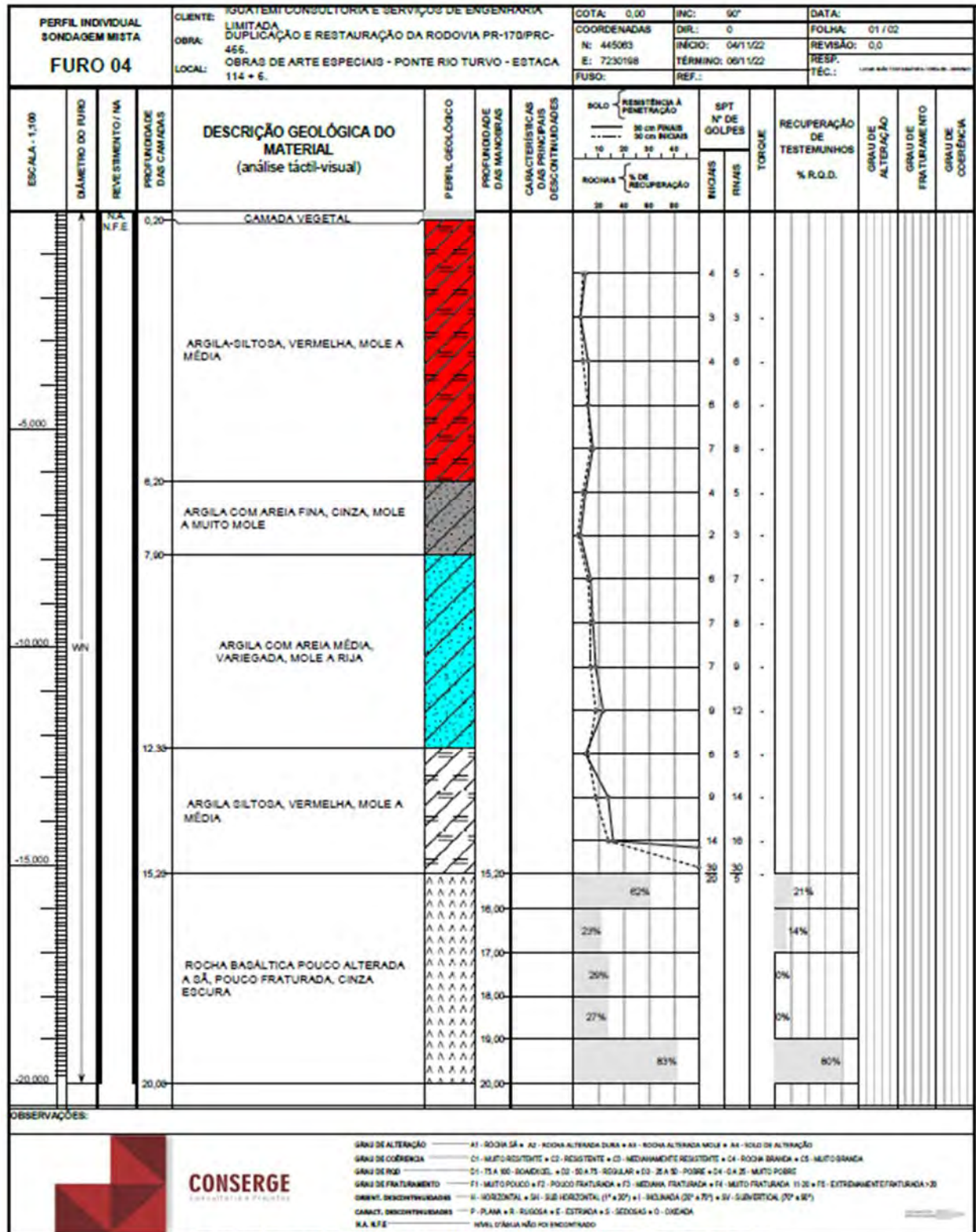
PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LIMITADA DUPLICAÇÃO E RESTAURAÇÃO DA RODOVIA PR-170/PRC-466.		COTA: 22,00		INC: 90°		DATA: 18/11/2022							
FURO 03		LOCAL: OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - PONTE RIO TURVO - ESTACA 114 + 6.		COORDENADAS N: 7.230.189,00 E: 445.061,00 FUSO:		DIR.: 0 INÍCIO: 10/11/22 TÉRMINO: 12/11/22 REF.:		FOLHA: 02 / 02 REVISÃO: 0,0 RESP. TEC.:							
ESCALA - 1:100	DÍAMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANOBRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLO - RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO 30 cm FINAS 35 cm INICIAIS	ROCHAS - N. DE RECUPERAÇÃO	SPT N° DE GOLPES INICIAIS FINAIS	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
0,000	NW0		22,00	BASALTO, Sã, MUITO RESISTENTE, POUCO FRATURADA, PLANA, CINZA ESCURO				93%	90%			90%			
								90%	98%						

OBSERVAÇÕES:

CONSERGE
 Consultoria e Projetos

GRAU DE ALTERAÇÃO: A1 - ROCHA Sã • A2 - ROCHA ALTAMENTE DURA • A3 - ROCHA ALTAMENTE MOLE • A4 - SOLO DE ALTERAÇÃO
 GRAU DE COERÊNCIA: C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA FRÁGIL • C5 - MUITO FRÁGIL
 GRAU DE FISSURAMENTO: F1 - MUITO POUCO • F2 - POUCO FRATURADA • F3 - MEDIANAMENTE FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA • F5 - EXTREMAMENTE FRATURADA • F6 -
 ORIENT. DESCONTINUIDADES: H - HORIZONTAL • SH - SUB-HORIZONTAL (1° a 30°) • I - INCLINADA (30° a 75°) • SV - SUBVERTICAL (75° a 90°)
 CARACT. DESCONTINUIDADES: P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRADA • S - SEDIMENTOS • O - ONDADA
 N.A. N.T.E. - NÃO ENCONTRADO

Rua Carolina Gabriela Salvador, 246, Al 206, Santa Tereza III, Alfredo Chaves, ES, CEP: 29.240-000 • (27) 3269-1582 • (27) 3269-1925





PERFIL INDIVIDUAL SONDAGEM MISTA		CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA		COTA: 0,00		INC: 90°		DATA:						
FURO 04		OBRA: LIMITADA DUPLICAÇÃO E RESTAURAÇÃO DA RODOVIA PR-170/PRC-466.		COORDENADAS N: 445063		DIRL: 0		FOLHA: 02 / 02						
		LOCAL: OBRAS DE ARTE ESPECIAIS - PONTE RIO TURVO - ESTACA 114 + 6.		E: 7230168		INÍCIO: 04/11/22		REVISÃO: 0,0						
				FUSO:		REF.:		TÉC.: (assinatura)						
ESCALA: 1:100	DIÂMETRO DO FURO	REVESTIMENTO / NA	PROFUNDIDADE DAS CAMADAS	DESCRIÇÃO GEOLÓGICA DO MATERIAL (análise tátil-visual)	PERFIL GEOLÓGICO	PROFUNDIDADE DAS MANEIRAS	CARACTERÍSTICAS DAS PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES	SOLD - RESISTÊNCIA A PENETRAÇÃO 30 cm FINAIS 30 cm INICIAIS	SPT Nº DE GOLPES RIJAS RIJAS	TORQUE	RECUPERAÇÃO DE TESTEMUNHOS % R.Q.D.	GRAU DE ALTERAÇÃO	GRAU DE FRATURAMENTO	GRAU DE COERÊNCIA
			23,00	ROCHA BASÁLTICA SA, POUCA ALTERADA, POUCA FRATURADA, CINZA ESCURA		21,00		80%			80%			
					22,00		92%		87%					
OBSERVAÇÕES:														
GRAU DE ALTERAÇÃO: A1 - ROCHA SA • A2 - ROCHA ALTERADA DURA • A3 - ROCHA ALTERADA MOLE • A4 - SOLO DE ALTERAÇÃO GRAU DE COERÊNCIA: C1 - MUITO RESISTENTE • C2 - RESISTENTE • C3 - MEDIANAMENTE RESISTENTE • C4 - ROCHA BRANCA • C5 - MUITO BRANCA GRAU DE RQD: R1 - 75 A 100 - BOA QUALIDADE • R2 - 50 A 75 - REGULAR • R3 - 25 A 50 - POBRE • R4 - 0 A 25 - MUITO POBRE GRAU DE FRATURAMENTO: F1 - MUITO POUCA • F2 - POUCA FRATURADA • F3 - MODERADA FRATURADA • F4 - MUITO FRATURADA • F5 - EXTENSAMENTE FRATURADA • F6 ORIENT. DESCONTINUIDADES: H - HORIZONTAL • SH - SUB-HORIZONTAL (1° a 30°) • I - INCLINADA (30° a 75°) • SV - SUBVERTICAL (70° a 90°) CARACT. DESCONTINUIDADES: P - PLANA • R - RUGOSA • E - ESTRADA • S - SEDOSAS • O - ONDADA N.A. N.F.E. - NÍVEL D'ÁGUA NÃO FOI ENCONTRADO														



D) MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL VIADUTO DE TURVO

1 SUPERESTRUTURA

1.1 Longarinas

Para o dimensionamento, as longarinas foram consideradas isostáticas. Serão moldadas no local, em concreto protendido, com protensão executada *in loco*. Posteriormente serão unificadas às lajes, de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido, com o intuito de resistir aos esforços solicitantes.

As características das seções, verificações de tensões e dimensionamentos apresentados ao longo da memória foram obtidos através de planilhas em Excel, programadas pelo autor desta memória.

Serão apresentados todos os procedimentos necessários para o dimensionamento das longarinas protendidas, incluindo o levantamento de ações que solicitam a estrutura, as características da seção, verificações das tensões em serviço e estado limite último.

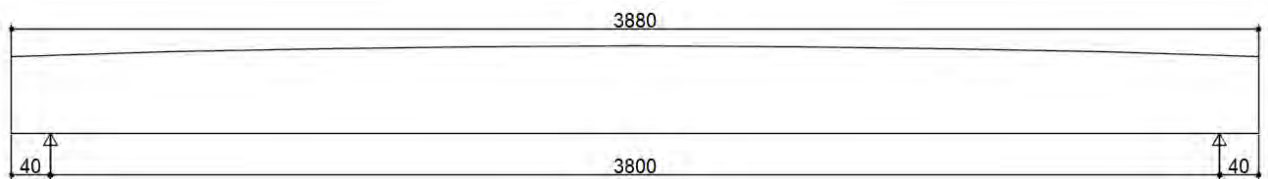


Figura 1 - Esquema estrutural

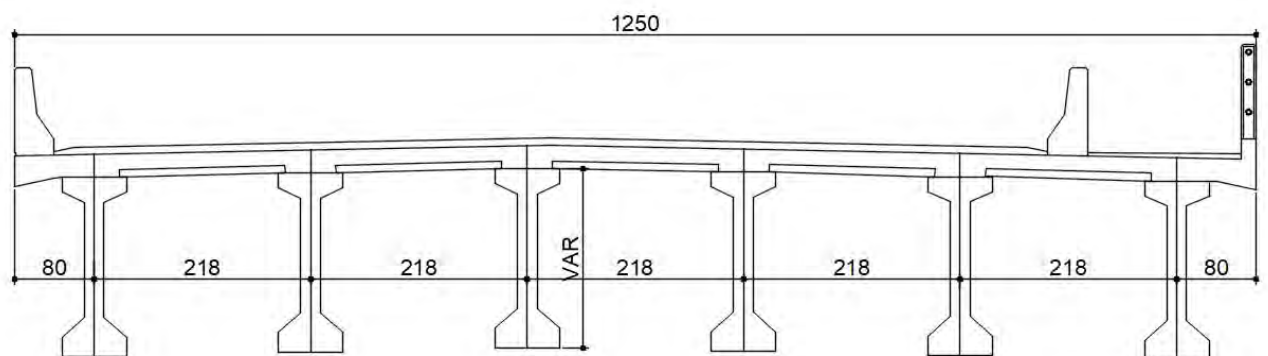


Figura 2 - Seção transversal da obra

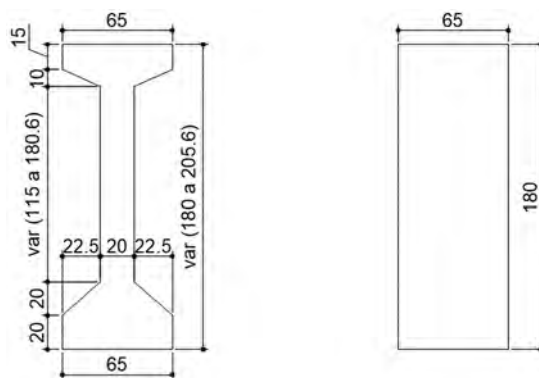


Figura 3 - Seção das longarinas nos vãos e apoios respectivamente

Posteriormente ela será unificada às lajes de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido com o intuito de resistir os esforços solicitantes.

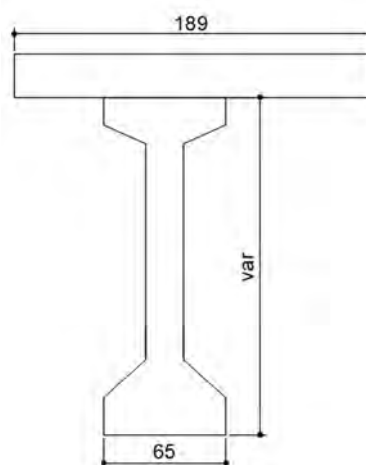


Figura 4 - Seção composta (Laje+longarina)

As características geométricas foram calculadas através de planilhas em Excel, diferenciando as seções isoladas e compostas, em cada seção da viga, visto que elas variam a altura ao longo do comprimento.

Características	Viga isolada					
	Seções					
	0	1	2	3	4	5
A_c (m ²)	0,585	0,605	0,619	0,629	0,635	0,637
I (m ⁴)	0,229	0,264	0,290	0,310	0,322	0,326
y_s (m)	0,949	1,001	1,038	1,063	1,079	1,084
y_i (m)	0,851	0,899	0,932	0,957	0,971	0,976
y_{laje} (m)	-	-	-	-	-	-
W_s (m ³)	0,242	0,264	0,280	0,291	0,298	0,301
W_i (m ³)	0,27	0,294	0,311	0,324	0,332	0,334
W_{laje} (m ³)	-	-	-	-	-	-

Figura 5 - Características geométricas viga isolada



Características	Viga composta					
	Seções					
	0	1	2	3	4	5
A_c (m ²)	0,961	0,981	0,995	1,005	1,011	1,013
I (m ⁴)	0,490	0,555	0,603	0,639	0,661	0,668
y_s (m)	0,532	0,573	0,602	0,622	0,635	0,639
y_i (m)	1,268	1,327	1,368	1,398	1,415	1,421
y_{laje} (m)	0,762	0,803	0,832	0,852	0,865	0,869
W_s (m ³)	0,921	0,969	1,002	1,026	1,041	1,046
W_i (m ³)	0,387	0,418	0,441	0,457	0,467	0,470
W_{laje} (m ³)	0,643	0,691	0,725	0,749	0,764	0,769

Figura 6 - Características geométricas viga composta

As tensões nas seções foram calculadas considerando as perdas de protensão, imediatas e progressivas nas armaduras ativas, obedecendo as solicitações normativas exigidas pela NBR 6118/2014.

As perdas de protensão foram estimadas supondo os seguintes parâmetros:

- Idade mínima para protensão = 10 dias;
- Abatimento do concreto (Slump) = 0-4;
- Umidade do ambiente = 70%;
- Temperatura média de cura = 20°C;
- Tipo de cimento = CPV-ARI.

1.1.1 Cargas permanentes por longarina

- Fase 1:

Peso próprio da longarina no apoio: $g_1 = 0,585 \times 25 = 14,62$ kN/m

Peso próprio da longarina no meio do vão: $g_1 = 0,637 \times 25 = 15,92$ kN/m

Carga concentrada nas extremidades: $G_1 = 11,70$ kN

- Fase 2:

Peso próprio da laje: $g_2 = 2,18 \times 0,23 \times 25 = 12,54$ kN/m

Transversinas de apoio (extremidade): $G_2 = 0,25 \times 1,62 \times 1,98 \times 25 = 20,05$ kN



- Fase 3:

Pavimentação pista de rolamento: $10,00 \times 0,07 \times 25 = 17,50 \text{ kN/m}$

Capeamento passeio: $1,55 \times 0,04 \times 25 = 1,55 \text{ kN/m}$

Barreiras New-jersey: $0,23 \times 2 \times 25 = 11,50 \text{ kN/m}$

Guarda-corpo: $2,00 \text{ kN/m}$

Total: $g_3 = 17,50 + 1,55 + 11,50 + 2,00 = 32,55 / 5 = 5,43 \text{ kN/m}$

1.1.2 Cargas móveis por longarina segundo NBR 7188/2013

Para a obtenção das cargas móveis foi utilizado o trem-tipo 45 da referida norma, considerando este, homogeneizado. A repartição transversal das cargas móveis fica a cargo da laje. As rigidezes das longarinas no meio do vão equivalem a $k = 17592 \text{ kN/m}$. Foram considerados coeficientes de repartição transversal com a utilização do programa computacional "Ftool". A partir desses, foram plotadas as linhas de influência e carregadas suas áreas positivas de modo a extrair o trem-tipo de cálculo para a longarina mais solicitada.

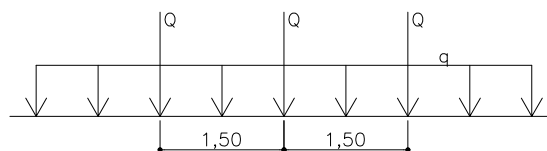
$r_{11} = 0,873$	$r_{21} = 0,207$	$r_{31} = -0,035$	$r_{41} = -0,04$	$r_{51} = -0,010$	$r_{61} = 0,005$
$r_{12} = 0,207$	$r_{22} = 0,534$	$r_{32} = 0,265$	$r_{42} = 0,028$	$r_{52} = -0,024$	$r_{62} = -0,010$
$r_{13} = -0,035$	$r_{23} = 0,265$	$r_{33} = 0,525$	$r_{43} = 0,257$	$r_{53} = 0,028$	$r_{63} = -0,04$
$r_{14} = -0,04$	$r_{24} = 0,028$	$r_{34} = 0,257$	$r_{44} = 0,525$	$r_{54} = 0,265$	$r_{64} = -0,035$
$r_{15} = -0,010$	$r_{25} = -0,024$	$r_{35} = 0,028$	$r_{45} = 0,265$	$r_{55} = 0,534$	$r_{65} = 0,207$
$r_{16} = 0,005$	$r_{26} = -0,010$	$r_{36} = -0,040$	$r_{46} = -0,035$	$r_{56} = 0,207$	$r_{66} = 0,873$

Figura 7 - Coeficientes de repartição transversal da longarina mais solicitada

- Coeficiente de impacto adicional (φ)

$$\varphi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{38 + 50} \right) = 1,241$$

- Trem-tipo de cálculo



No meio do vão: $Q = 60 \times 1,241 \times (0,842 + 0,231) = 79,90 \text{ kN}$

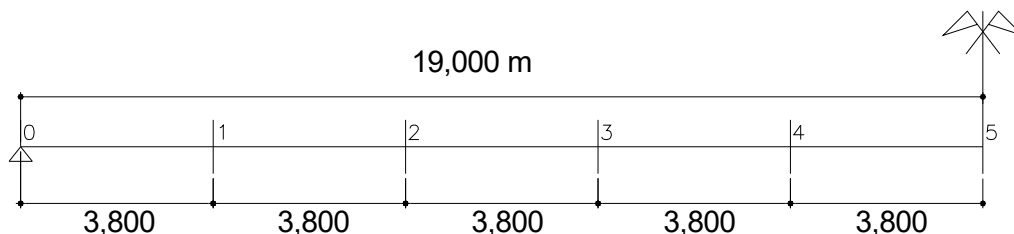
$$q = 5 \times 1,241 \times 1,74 = 10,80 \text{ kN/m}$$

Junto aos apoios: $Q = 60 \times 1,241 = 74,46 \text{ kN}$



$$q = 5 \times 1,241 \times 2,18 = 13,53 \text{ kN/m}$$

1.1.3 Cálculo dos esforços solicitantes



Esforços devido às cargas permanentes

Seções	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _{Σg} (kN.m)	V _{g1} (kN)	V _{g2} (kN)	V _{g3} (kN)	V _{Σg} (kN)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	294,40	238,30	103,20	635,90
1	1011,90	814,80	352,80	2179,50	237,90	190,60	82,50	511,00
2	1805,80	1448,60	627,30	3881,70	179,70	143,00	61,90	384,60
3	2376,50	1901,30	823,30	5101,10	120,50	95,30	41,30	257,10
4	2720,40	2172,90	940,90	5834,20	60,40	47,70	20,60	128,70
5	2835,20	2263,50	980,10	6078,80	0,00	0,00	0,00	0,00

Esforços devido às móveis

Seções	M _q (kN.m)	V _{q+} (kN)	V _{q-} (kN)
0	0,00	435,40	0,00
1	1485,60	372,50	-16,60
2	2633,00	313,60	-46,70
3	3442,30	258,90	-80,90
4	3937,50	208,20	-119,30
5	4106,60	161,70	-161,70

Esforços de cálculo

Seções	M _g (kN.m)	M _q (kN.m)	M _d (kN.m)	V _g (kN)	V _q (kN)	V _d (kN)
0	0,00	0,00	0	635,90	435,40	1511,57
1	2179,50	1485,60	5170,73	511,00	372,50	1248,60
2	3881,70	2633,00	9189,80	384,60	313,60	989,61
3	5101,10	3442,30	12049,94	257,10	258,90	735,44
4	5834,20	3937,50	13782,42	128,70	208,20	486,05
5	6078,80	4106,60	14366,28	0,00	161,70	242,55

$$S_d = 1,35 \times S_g + 1,50 \times S_q$$



1.1.4 Traçado dos cabos

Foram adotados 4 cabos compostos de 12 ϕ 12,7 CP-190 RB, com ancoragens ativas em ambas as extremidades. As bainhas serão metálicas com diâmetro nominal de 70mm. A escolha da quantidade de cabos e cordoalhas foi feita a partir da análise dos esforços solicitantes e das tensões por eles geradas, de modo a não ultrapassar os limites estabelecidos pela NBR 6118/2014.

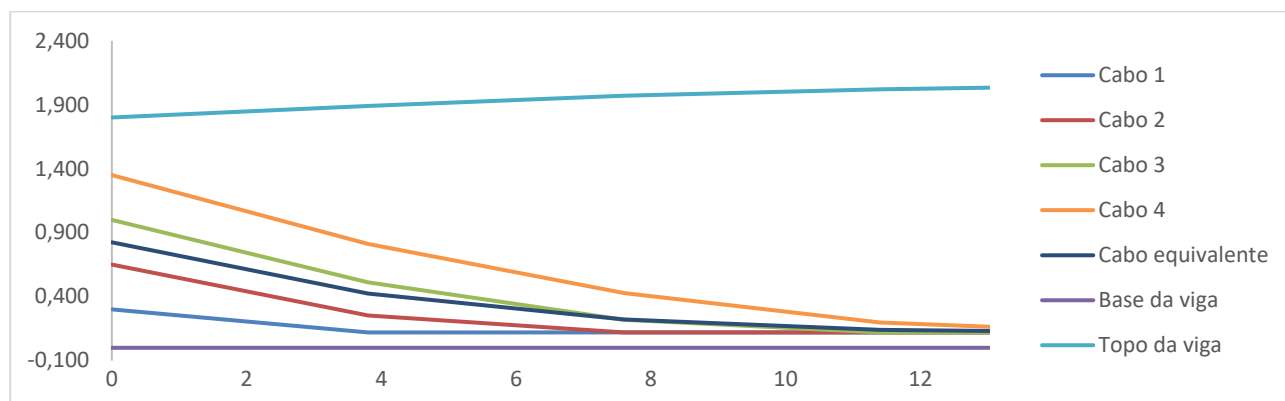


Figura 8 - Elevação dos cabos

	Posicionamento dos cabos (m)											
	S0		S1		S2		S3		S4		S5	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Cabo 1	0,000	0,300	3,800	0,120	7,600	0,120	11,400	0,120	15,200	0,120	19,000	0,120
Cabo 2	0,000	0,650	3,800	0,253	7,600	0,120	11,400	0,120	15,200	0,120	19,000	0,120
Cabo 3	0,000	1,000	3,800	0,511	7,600	0,218	11,400	0,120	15,200	0,120	19,000	0,120
Cabo 4	0,000	1,350	3,800	0,812	7,600	0,428	11,400	0,197	15,200	0,120	19,000	0,120
Cabo eq.	0,000	0,825	3,800	0,424	7,600	0,221	11,400	0,139	15,200	0,120	19,000	0,120

1.1.5 Determinação da tensão inicial

Segundo a NBR 6118/2014, os limites de tensão para as cordoalhas são:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} = 1406 \text{ MPa} \\ 0,82 \times f_{pyk} = 1402 \text{ MPa} \end{cases}$$

Adotando cabos com 12 cordoalhas de 12,7 CP-190RB, temos:

$$A_p = 0,987 \times 12 = 11,84 \text{ cm}^2 / m$$

$$P_i = 140,2 \times 11,84 = 1659,97 \text{ kN / cabo} \rightarrow p / 4 \text{ cabos} = 6643,10 \text{ kN}$$



1.1.6 Perdas imediatas

1.1.6.1 Perdas por atrito

$$P_0 = P_i \times (1 - (\mu \times \Sigma \alpha + \beta \times x))$$

$$P_i = 6643,1 \quad \mu = 0,25 \quad \beta = 0,0025$$

Comprimento parabólico do cabo a partir da seção 0: $a = 15,2 \text{ m}$

Seção	Trecho x (m)	a-x (m)	α (rad)	$\Sigma \alpha$	P_0 (kN)
0	0	15,200	0,092	0,000	6643,1
1	3,8	11,400	0,053	0,039	6562,6
2	7,600	7,600	0,027	0,066	6503,6
3	11,4	3,800	0,003	0,089	6450,6
4	15,200	0,000	0,000	0,092	6429,8
5	19	0,000	0,000	0,092	6414,6

Alongamento previsto durante a protensão (ΔL) = 13,02cm para cada lado

Alongamento total do cabo = 26,05cm

1.1.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem

$$\delta = 6 \text{ mm} \quad A_p = 47,38 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

Trecho	Área (m ²)	Seção	P_0 (kN)
0-1	152,86	0	6047,9
1-2	336,112	1	6128,4
2-3	504,333	2	6187,3
3-4	275,63	3	6240,4
4-5	260,822	4	6261,1
Σ	1529,75	5	6276,4

$$A = 5685,12 \text{ m}^2$$

$$\Delta P_m = 138,19$$



1.1.6.3 Perdas por encurtamento elástico

$$A_c = 0,585 \text{ m}^2 \quad I = 0,229 \text{ m}^4 \quad E_p/E_c = 5,647 \quad n = 4 \text{ cabos}$$

Seção	e_p (m)	σ_{cp} (kN/m ²)	σ_{cg} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	ΔP (kN)	P_0 (kN)
0	0,026	-10356,1	0,0	-21930,0	103,9	5944,0
1	0,427	-15347,0	1883,3	-28510,8	135,1	5993,3
2	0,630	-21265,8	4954,7	-34540,3	163,6	6023,7
3	0,712	-24443,1	7370,8	-36152,2	171,3	6069,1
4	0,731	-25280,7	8665,3	-35184,9	166,7	6094,4
5	0,731	-25342,3	9030,9	-34541,0	163,6	6112,7

1.1.6.4 Perdas imediatas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas (%)
0	6643,1	5944,0	10,5
1	6643,1	5993,3	9,8
2	6643,1	6023,7	9,3
3	6643,1	6069,1	8,6
4	6643,1	6094,4	8,3
5	6643,1	6112,7	8,0

1.1.7 Parâmetros utilizados para a estimativa das perdas progressivas

Dados de entrada	Etapa 02		Etapa 03		Etapa 04	
	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)
Temperatura média	10	20	30	20	45	20
f_{ck} (Mpa)	40		40		40	
Idade inicial	10		30		45	
Idade final	10000		10000		10000	
Tipo de cimento (α)	Fluência	Retração	Fluência	Retração	Fluência	Retração
	3	1	3	1	3	1
Umidade relativa U_{ar} (%)	70		70		70	
Slump (cm)	5,0		5,0		5,0	
Área seção transversal (cm ²)	5850		5850		10470	
Perímetro contato ar (cm)	539,5		743,0		743,0	



1.1.7.1 Fluência

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
t_0 - Idade fictícia, em dias	30,00	90,00	135,00
s	0,20	0,20	0,20
$\beta_1(t)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	0,874	1,007	1,043
$\beta_1(\infty)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	1,007	1,043	1,221
ϕ_a - Coef. de fluência rápida	0,106	0,028	0,117
γ - Coef. Espessura fictícia	1,449	1,449	1,449
h_{fic} (cm)	31,431	22,823	40,846
ϕ_{1c}	2,000	2,000	2,000
ϕ_{2c}	1,428	1,514	1,362
$\phi_{f_{00}}$	2,856	3,027	2,723
A	264,54	229,47	297,64
B	715,03	564,82	839,77
C	520,67	430,07	616,77
D	10122,03	8424,86	11558,90
$\beta_d(t)$	0,615	0,565	0,995
$\beta_f(t_0)$	0,359	0,531	0,524
$\beta_f(t)$	0,501	0,588	0,970
$\phi_{d\infty}$ - valor = 0,4	0,4	0,4	0,4
$\phi(t, t_0)$	0,759	0,426	1,729

1.1.7.2 Retração

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
$10^4 \cdot \epsilon_{1s}$	-6,160	-6,160	-6,160
$10^4 \cdot \epsilon_{2s}$	0,833	0,881	0,800
$10^4 \cdot \epsilon_{cs\infty}$	-5,131	-5,427	-4,929
A	40,000	40,000	40,000
B	40,091	32,100	45,918
C	38,012	38,721	37,276
D	204,563	135,979	288,291
E	47,320	22,906	83,599
$\beta_s(t_0)$	0,065	0,197	0,131
$\beta_s(t)$	0,140	0,246	1,000
$10^4 \cdot \epsilon_{cs}(t, t_0)$	-0,384	-0,264	-4,286



1.1.7.3 Relaxação da armadura

				Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	σ_{pi}	σ_{pi}/f_{ptk}	Ψ_{1000}	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$
0	1255	0,660	2,020	1,81	1,73	5,05
1	1265	0,666	2,092	1,87	1,79	5,23
2	1271	0,669	2,128	1,91	1,83	5,32
3	1281	0,674	2,188	1,96	1,88	5,47
4	1286	0,677	2,224	1,99	1,91	5,56
5	1290	0,679	2,248	2,01	1,93	5,62

1.1.8 Perdas progressivas

Tensão nos cabos

Seção	N_p (kN)	M_p (kN.m)	M_{g1} (kN.m)	M_{g2} (kN.m)	M_{g3} (kN.m)	$0,4 \times M_q$ (kN.m)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	α_p
0	-10161	-18	0	0	0	0	-7729	5,65
1	-10245	-5896	2095	1687	650	1094	-6933	5,65
2	-10297	-13258	5592	4486	1467	2462	-4938	5,65
3	-10375	-17687	8469	6776	2113	3534	-2233	5,65
4	-10418	-19233	10088	8058	2484	4158	58	5,65
5	-10449	-19518	10576	8443	2600	4357	895	5,65

Perdas progressivas

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	χ_p	χ_p	χ_p
0	-10178	0	0	0,0183	0,0175	0,0518	1,0183	1,0175	1,0518
1	-14046	1687	1744	0,0189	0,0181	0,0537	1,0189	1,0181	1,0537
2	-17962	4486	3929	0,0192	0,0184	0,0547	1,0192	1,0184	1,0547
3	-19593	6776	5647	0,0198	0,0189	0,0563	1,0198	1,0189	1,0563
4	-19563	8058	6643	0,0201	0,0193	0,0572	1,0201	1,0193	1,0572
5	-19392	8443	6957	0,0203	0,0195	0,0578	1,0203	1,0195	1,0578



	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	
Seção	χ^c	χ^c	χ^c	η	η	η	ρ_p
0	1,3797	1,2128	1,8643	1,00	1,00	1,38	0,00493
1	1,3797	1,2128	1,8643	1,58	1,58	2,60	0,00493
2	1,3797	1,2128	1,8643	2,29	2,29	3,58	0,00493
3	1,3797	1,2128	1,8643	2,70	2,70	4,11	0,00493
4	1,3797	1,2128	1,8643	2,85	2,85	4,29	0,00493
5	1,3797	1,2128	1,8643	2,87	2,87	4,32	0,00493

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Final	
Seção	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	P_∞ (kN)
0	-73009	-26152	-143571	-242733	4794,0
1	-90083	-22620	-125864	-238567	4863,1
2	-106809	-15888	-103403	-226101	4952,5
3	-114265	-10868	-87367	-212500	5062,4
4	-114489	-8140	-78378	-201007	5142,2
5	-114053	-7505	-76024	-197581	5176,7

1.1.8.1.1 Perdas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas progressivas (%)	Perdas totais (%)
0	5944,0	4794,0	19,3	29,9
1	5993,3	4863,1	18,9	28,6
2	6023,7	4952,5	17,8	27,1
3	6069,1	5062,4	16,6	25,2
4	6094,4	5142,2	15,6	23,9
5	6112,7	5176,7	15,3	23,3



1.1.9 Verificação do estado limite último de flexão (ELU)



$$M_{sd\max} = 14366,28 \text{ kN.m} \quad d = 1,91 \text{ m} \quad 0,8x = 0,21 \text{ m} < 0,23 \text{ m} \quad \text{LN na laje}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

- Determinação do pré-alongamento

$$\varepsilon_{p0} = 4,92 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{cpn} = 8034 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{cpn} = -\varepsilon_{pn} = 0,23 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,14 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,14 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

- Momento resistente de cálculo

Número de cordoalhas $n = 48$
 Área de cada cordoalha $= 0,987 \text{ cm}^2$

$$M_{Rd1} = n * A_p * \sigma_p * (d - 0,5 * 0,8x) =$$

$$M_{Rd1} = 12896,57 \text{ kN.m} < M_{sd\max} = 14366,28 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{Adicionar armadura passiva}$$

- Armadura passiva

Adicionando : 4 barras de 25,0 $A_s = 20 \text{ cm}^2$

$$d_1 = 1,91 \text{ m} \quad d_2 = 1,98 \text{ m}$$

$$0,8x = 0,23 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,14 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,14 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

Momento resistente de cálculo

$$M_{Rd2} = A_s * f_{yd} * (d_2 - 0,5 * 0,8x) = 1591,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = M_{Rd1} + M_{Rd2}$$

$$M_{Rd} = 14399,93 \text{ kN.m} > M_{sd\max} = 14366,28 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{OK!}$$

- Armadura longitudinal na mesa superior

Considerando o maior esforço de tração na seção 3, com linha neutra a 0,193 m do topo da seção, temos:

$$A_s = 8,8 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5 \text{ barras de } 16,0 \text{ mm}$$



1.1.10 Dimensionamento dos esforços cortantes

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad f_{cd} = 29 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa} \quad f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,20 \text{ m} \leftarrow \text{Demais seções} \quad d = 1,91 \text{ m}$$

$$b_w = 0,20 \text{ m} \leftarrow \text{Seção 0}$$

Verificação do concreto: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

$$V_{sd} = 1511,57 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 2143,72 \text{ kN} > V_{sd} \quad \text{OK!}$$

$$\text{Parcela resistida pelo concreto (Modelo I)} \rightarrow V_c = 402,11 \text{ kN} \leftarrow \text{Demais seções}$$

$$V_c = 402,11 \text{ kN} \leftarrow \text{Seção 0}$$

Seção	$P_{sen\alpha}$ (kN)	V_{sd} (kN)	M_0 (kN.m)	β	$\beta \times V_c$ (kN)	V_{sw} (kN)	A_{sw} (cm ² /m)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	α
0	354,79	1192,25	2334,59	1,0	402,11	991,20	13,26	62,65	1,00
1	359,90	924,69	4552,33	1,9	756,13	546,62	7,31	67,78	1,00
2	366,52	659,74	5802,65	1,6	656,01	331,73	4,44	79,19	1,00
3	374,65	398,25	6473,59	1,5	618,14	89,18	1,19	100,49	1,18
4	380,56	143,55	6746,39	1,5	598,94	0,00	0,00	146,55	1,72
5	383,11	-102,25	6817,58	1,5	592,93	0,00	0,00	145,00	1,71

$$\beta = 1 + \frac{M_0}{M_{sd\max}} \leq 2$$

Fator de fadiga: $\alpha = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd}}$ sendo, $\Delta f_{sd} = 85 \text{ MPa}$

Seção	$A_{sw} \times \alpha$ (cm ² /m)	Estribos	
		bitolas	ramos
0	13,26	8,0 c. 7	2
1	7,31	8,0 c. 13	2
2	4,44	8,0 c. 20	2
3	3,23	8,0 c. 20	2
4	3,23	8,0 c. 20	2
5	3,23	8,0 c. 20	2

$$A_{sw\min} = \frac{0,2 \times b_w \times f_{ctm}}{f_{yw}}$$



1.1.11 Dimensionamento da fretagem dos cabos na cabeça das longarinas

Fretagem segundo a NCHRP (National Cooperative Highway Research Program)

$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 25 \times 25 = 600,25 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{bainha}} = 38,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{b \text{ útil}} = 561,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força de protensão} = 1659,97 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 29,5 \text{ MPa}$$

Parcela 01, espraçamento da carga:

$$F_{ult} = 2201 \text{ kN}$$

Desconsiderando a parcela 02 (efeito da fretagem), temos:

$$F.S = 1,21$$

- Armaduras de fretagem na direção vertical:

$$A_{sv} = 2,31 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armaduras de fretagem na direção horizontal:

$$A_{sv} = 2,31 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7,70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.1.12 Dimensionamento para içamento das longarinas

$$\text{Peso próprio da longarina} = 15,62 \times 37,20 + 1,30 \times 0,80 \times 2 \times 25 = 633,06 \text{ kN}$$

$$\text{Peso suportado por um cabo} = 317 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{1,4 \times 367}{43,5} = 11,81 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado : } 6\phi 16,0$$



1.1.13 Verificações das tensões em serviço (ELS)

Esforços solicitantes								
Seção	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _q (kN.m)	P ₀ cos α (kN)	P _∞ cos α (kN)	Simples e _p (m)	Comp. e _p (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	5927,71	4780,89	0,026	0,443
1	1011,90	814,80	352,80	1485,60	5976,85	4849,71	0,475	0,903
2	1805,80	1448,60	627,30	2633,00	6007,17	4938,93	0,711	1,147
3	2376,50	1901,30	823,30	3442,30	6052,50	5048,52	0,818	1,259
4	2720,40	2172,90	940,90	3937,50	6077,73	5128,05	0,851	1,295
5	2835,20	2263,50	980,10	4106,60	6095,99	5162,49	0,856	1,301

Tensões (kN/m ²)								
Seção	Prot. Inicial (P _i)		σM _{g1}		σM _{g2}		σM _{g3}	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	-10704	-9495	0	0	0	0	0	0
1	-20747	1527	3752	-4185	3021	-3370	912	-383
2	-26100	7387	6696	-7468	5372	-5991	1621	-681
3	-28700	10123	8813	-9828	7050	-7863	2128	-894
4	-29569	11001	10088	-11250	8058	-8986	2432	-1021
5	-29771	11160	10514	-11725	8394	-9361	2533	-1064

Tensões (kN/m ²)				
Seção	σM _q		σperdas	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	0	0	2506	641
1	3839	-1613	3803	67
2	6805	-2858	4277	-219
3	8896	-3737	4310	-328
4	10176	-4274	4166	-347
5	10613	-4458	4110	-347

- Combinações (Protensão limitada)

Ato da protensão: $1,1 \times P_i + 0,9 \times M_{g1}$

Fim da construção: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas}/2$

Comb. Frequente: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_1 \times M_q$

Comb. Quase-perm.: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_2 \times M_q$



Verificações (kN/m ²)								
Seção	Ato da protensão		Fim da construção		Comb. Frequente ($\psi_1 = 0,5$)		Comb. Quase- perm. ($\psi_2 = 0,3$)	
	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s
0	-11775	-8546	-9451	-9175	-8199	-8854	-8199	-8854
1	-19445	-2810	-11160	-6376	-7339	-7149	-8107	-6827
2	-22683	1404	-10272	-6862	-4731	-8401	-6092	-7829
3	-23639	2290	-8554	-8625	-1951	-10657	-3730	-9910
4	-23447	1975	-6909	-10431	263	-12742	-1773	-11887
5	-23285	1723	-6276	-11164	1086	-13567	-1037	-12675

Limitações das tensões de acordo com NBR 6118/2014

Compressão			Tração			
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ckj} =$	-24,5 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctkj} =$	2,7 MPa	(Ato protensão)
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ck} =$	-28,0 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctk} =$	2,9 MPa	(Em serviço)

1.1.14 Armaduras complementares

Pele: $\begin{cases} \text{Alma de 20cm: } \phi 8,0\text{c.20} \\ \text{Alma de 65cm: } \phi 10,0\text{c.16} \end{cases}$

1.2 Longarinas in loco

- Cargas permanentes distribuídas

$$g_1 = 1,15 \times 25 = 28,75 \text{ kN / m}$$

$$g_2 = 12,54 \text{ kN / m}$$

$$g_3 = 5,43 \text{ kN / m}$$

$$g_{total} = 46,72 \text{ kN / m}$$

- Cargas permanentes concentradas

$$G_1 = 67,15 \text{ kN (Cortinas + alas)}$$

$$G_2 = 62,50 \text{ kN (Placa de transição)}$$

- Cargas móveis

$$Q = 74,46 \text{ kN}$$

$$q = 13,53 \text{ kN / m}$$



1.2.1 Dimensionamento à flexão

$$M_g = 129,65 \times 4,85 + \frac{46,72 \times 4,85^2}{2} = 1178,29 \text{ kN.m}$$

$$M_q = 74,46 \times (4,85 + 3,35 + 1,85) + \frac{13,53 \times 4,85^2}{2} = 1128,72 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 1,35 \times 1178,29 + 1,50 \times 1128,72 = 3283,77 \text{ kN.m}$$

$$k_c = \frac{65 \times 197^2}{328377} = 7,68 \quad k_s = 0,0239$$

$$A_s = \frac{0,0239 \times 328377}{197} = 39,84 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 25,0$$

1.2.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_g = 129,65 + 46,72 \times 4,85 = 356 \text{ kN}$$

$$V_q = 3 \times 74,46 + 13,53 \times 4,85 = 289 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,35 \times 356 + 1,50 \times 289 = 914 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,65 \times 1,97 = 6520 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,65 \times 1,97 = 1112 \text{ kN}$$

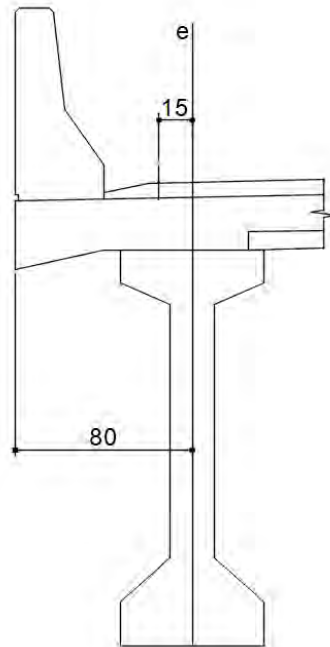
$$V_{sw} = 914 - 1112 = -198 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = A_{sw \min} = 7,53 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.13 (2 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 65 = 6,50 \text{ cm}^2 / \text{m} > 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.16}$$

1.3 Lajes

1.3.1 Lajes em balanço



Momentos para cargas permanentes

$$M_{xeg} = 6,10 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para impacto de 100 kN no topo da barreira

$$M_{xeq} = \frac{100 \times 0,87}{2 \times (0,87 + 0,40)} = 34,25 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xeq} = 1,35 \times 75 \times 0,10 = 10,13 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xed} = 1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 34,25 = 59,61 \text{ kN.m/m} = 5961 \text{ kN.cm/m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{5961} = 6,71 \rightarrow A_s^- = 7,18 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s^- = 7,18 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.11}$$

Para as armaduras de distribuição, foram adotados: $A_{sdistr} = \phi 8,0 \text{ c.14}$



1.3.2 Laje central

Para o dimensionamento da laje central será utilizada a tabela de Rüsch nº 14 e 58, com placa engastada-apoiada.

$$l_x = 2,18 \text{ m} \quad l_x / a = 1,09 \quad t / a = 0,343 \quad \phi = 1,35 \quad g = 7,50 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momentos para cargas permanentes

$$M_{xmg} = 0,0625 \times 7,50 \times 2,18^2 = 2,23 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymg} = 0,0104 \times 7,50 \times 2,18^2 = 0,37 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeg} = 0,125 \times 7,50 \times 2,18^2 = 4,46 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{yeg} = 0,125 \times 7,50 \times 2,18^2 = 4,46 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times (75 \times 0,195 + 5 \times 0,02) = 19,88 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymq} = 1,35 \times (75 \times 0,101 + 5 \times 0,01) = 10,29 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times (75 \times 0,328 + 5 \times 0,25) = 34,90 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{yeq} = 1,35 \times (75 \times 0,365 + 5 \times 0,13) \times 0,95 = 35,94 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos gerados pela distribuição transversal das cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times 75 \times 0,452 / 1,5 = 30,51 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow M_{xmq} = 30,51 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times 75 \times 0,276 / 1,5 = 18,63 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow -M_{xeq} = 34,90 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xmd} = 1,35 \times 2,23 + 1,5 \times 30,51 = 48,78 \text{ kN.m} / \text{m} = 4878 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{4878} = 8,20 \rightarrow A_s = 5,78 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 6,95 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,83 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.11}$$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 0,37 + 1,5 \times 10,29 = 15,94 \text{ kN.m} / \text{m} = 1594 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 13^2}{1594} = 10,61 \rightarrow A_s = 2,90 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



Fadiga: $A_s = 3,60 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 187,80 \text{ MPa} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.14}$

$$-M_{xed} = 1,35 \times 4,46 + 1,5 \times 34,90 = 58,37 \text{ kN.m} / \text{m} = 5837 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{5837} = 6,85 \rightarrow A_s = 7,03 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 8,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,56 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.10}$

$$-M_{yed} = 1,35 \times 4,46 + 1,5 \times 34,90 = 58,37 \text{ kN.m} / \text{m} = 5837 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{5837} = 6,10 \rightarrow A_s = 7,48 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 8,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,85 \text{ MPa} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c.14}$

Para as armaduras de distribuição, foram adotados: $A_{s\text{distr}} = \phi 8,0 \text{ c.14}$

1.4 Transversinas de apoio

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,47 \times 25 = 11,75 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

$$g_2 = 12,54 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Reação laje do tabuleiro)}$$

$$M_{g+} = 5,50 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 10,10 \text{ kN.m} \quad V_g = 27,50 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN} \text{ (Por roda)}$$

$$M_{q+} = 135,50 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 118,60 \text{ kN.m} \quad V_g = 335,60 \text{ kN}$$

1.4.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 10,10 + 1,5 \times 118,60 = 191,54 \text{ kN.m} = 19154 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 179^2}{19154} = 41,82 \rightarrow A_s^- = 2,48 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 6,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 5,50 + 1,5 \times 135,50 = 210,68 \text{ kN.m} = 21068 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 179^2}{21068} = 38,02 \rightarrow A_s^+ = 2,73 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 6,94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 16,0$$



1.4.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 27,5 + 1,5 \times 335,6 = 541 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,25 \times 1,79 = 2278 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,25 \times 1,79 = 389 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 541 - 389 = 152 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,152}{0,9 \times 435 \times 1,79} = 0,000217 \text{ m}^2 / \text{m} = 2,17 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw \min} = 2,90 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c.20 (2 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.20}$$

1.5 Cortinas

- Cargas permanentes

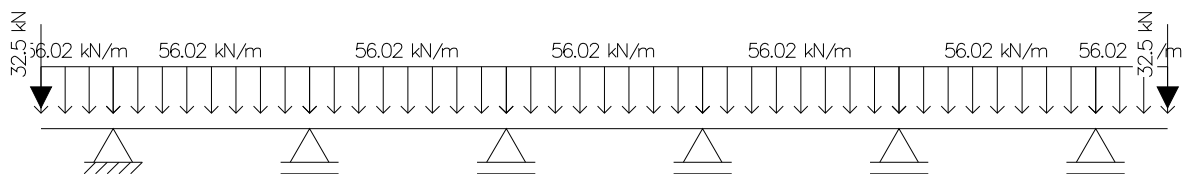
$$g_1 = 19,75 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

$$g_2 = 6,27 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Reação das lajes)}$$

$$g_3 = 30,00 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Placa de transição)}$$

$$g_{total} = 56,02 \text{ kN} / \text{m}$$

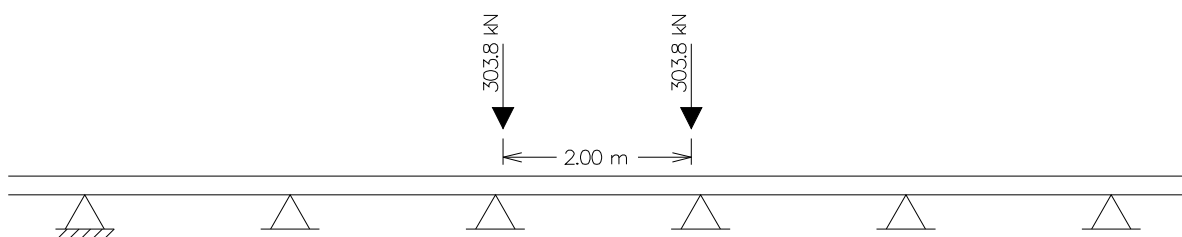
$$G_1 = 32,50 \text{ kN} \text{ (Alas)}$$



$$M_{g+} = 13,50 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 16,50 \text{ kN.m} \quad V_g = 57,90 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN} \text{ (Por roda)}$$





$$M_{q+} = 135,50 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 118,70 \text{ kN.m} \quad V_g = 321,60 \text{ kN}$$

1.5.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 16,50 + 1,5 \times 118,70 = 200,32 \text{ kN.m} = 20032 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 198^2}{20032} = 58,71 \rightarrow A_s^- = 2,35 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 9,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 13,50 + 1,5 \times 135,50 = 221,48 \text{ kN.m} = 22148 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 198^2}{22148} = 53,10 \rightarrow A_s^+ = 2,60 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 9,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

1.5.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 57,90 + 1,5 \times 321,60 = 561 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 1,98 = 3024 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 1,98 = 516 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 561 - 516 = 45 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,045}{0,9 \times 435 \times 1,98} = 0,000058 \text{ m}^2 / \text{m} = 0,58 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c.18 (2 ramos)}$$

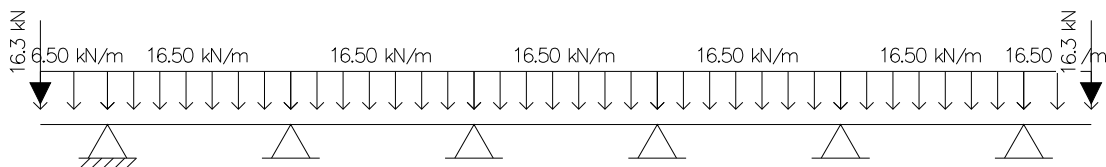
$$A_{spele} = 0,10 \times 30 = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.16}$$

1.6 Viga da cortina

- Carregamentos e esforços

$$g_1 = 16,50 \text{ kN / m (Reação da cortina solicitada por cargas horizontais)}$$

$$G_1 = 16,30 \text{ kN (Reação da ala solicitada por cargas verticais)}$$



$$M_{g+} = 4,60 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 18,30 \text{ kN.m} \quad V_g = 29,50 \text{ kN}$$



1.6.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 18,30 = 24,71 \text{ kN.m} = 2471 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 54^2}{2471} = 35,40 \rightarrow A_s^- = 1,06 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 4,60 = 6,21 \text{ kN.m} = 621 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 54^2}{621} = 140,87 \rightarrow A_s^+ = 0,27 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$

1.6.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 29,50 = 40 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 0,54 = 825 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 0,54 = 141 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 40 - 141 = -101 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = A_{sw\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c.15 (2 ramos)}$$

1.7 Alas

- Cargas verticais

$$G_1 = 32,50 \text{ kN (Peso próprio)}$$

Dimensionamento

$$M_d = 1,35 \times 32,50 \times 1,02 = 44,75 \text{ kN.m} = 4475 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{40 \times 197^2}{4475} = 346,90 \rightarrow A_s = 0,53 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 12,18 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 20,0$$

- Cargas horizontais

Pressão do solo: 12,06 kN/m²

Pressão da sobrecarga: 8,25 kN/m²

Pressão média: 14,28 kN/m²

Dimensionamento

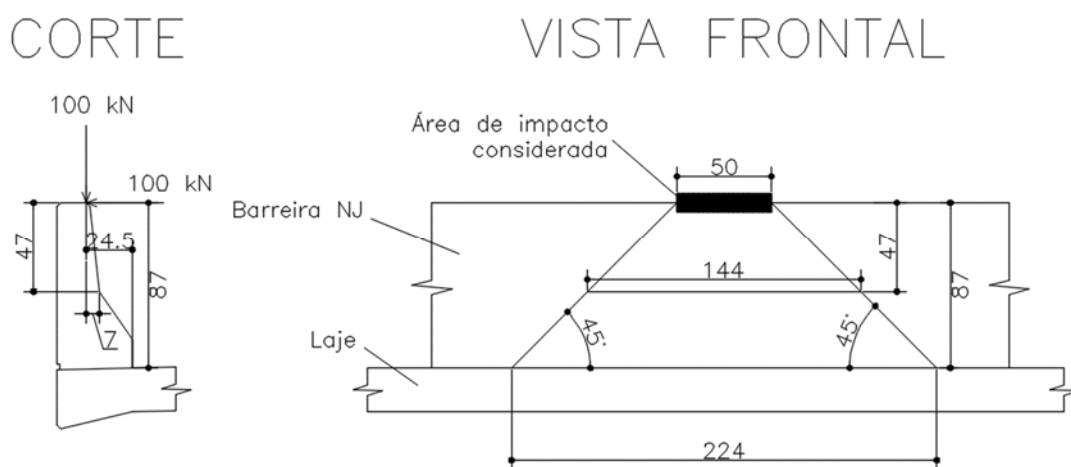
$$M_d = \frac{1,35 \times 14,28 \times 3,25 \times 1,02}{2,03} = 31,48 \text{ kN.m} = 3148 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{100 \times 34^2}{3148} = 36,72 \rightarrow A_s = 2,15 \text{ cm}^2 / m < A_{s\min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.13$$

Armadura na face externa: $A_{s\min} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0\text{c.13}$

Estribos verticais: $A_{sw\min} = 4,64 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8,0c.20$ (2 ramos)

1.8 Barreiras New-jersey



Segundo a NBR 7188 consideramos um impacto perpendicular de 100 kN e uma carga vertical de 100 kN, concomitante, ao longo de 50 cm no topo da barreira. Considerando os ângulos de 45°, teremos no meio da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 47 = 144$ cm e na base da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 87 = 224$ cm.

Temos na base da barreira, o momento de:

$$M = 100 \times \frac{(0,87 + 24,5)}{2,24} = 49,78 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 36^2}{4978} = 26,03$$

$$A_s = 3,22 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s \min} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$

Temos no meio da barreira, o momento de:



$$M = 100 \times \frac{(0,47 + 0,07)}{1,44} = 37,50 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 18^2}{3750} = 8,64$$

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s\text{min}} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$

1.9 Placas de transição

Serão avaliadas como apoiadas sobre o console da cortina e na outra extremidade sobre o solo. Consideramos o vão de cálculo de 5 metros.

Cargas permanentes

$$g = 12,00 \text{ kN / m}^2$$

$$M_{xmg} = \frac{12,00 \times 4^2}{8} = 24,00 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymg} = 24,00 \times 0,2 = 4,80 \text{ kN.m / m}$$

Cargas móveis – Classe 45 (NBR7188)

$$\varphi = 1,35$$

$$\text{CIA} = 1,25$$

$$t / a = 0,558$$

$$I_x / a = 2,50$$

Utilizamos Rüsç nº 1:

$$M_{xmq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,456 + 5 \times 0,65) = 63,20 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,222 + 5 \times 0,19) = 29,70 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento

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

$$\text{cob} = 3,5 \text{ cm}$$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 24,00 + 1,5 \times 63,20 = 127,20 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 25,5^2}{12720} = 5,11 \quad k_s = 0,0243 \quad A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\text{min}} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$



Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd\max} = 24,00 + 0,8 \times 63,20 = 74,56 \text{ kN.m / m} \quad M_{sd\min} = 37,50 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 177,89 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 16,0 \text{ c}12,5$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 29,70 = 51,03 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 24,5^2}{5103} = 11,76 \quad k_s = 0,0236 \quad A_s = 4,92 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd\max} = 4,80 + 0,8 \times 29,70 = 28,56 \text{ kN.m / m} \quad M_{sd\min} = 4,80 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,78 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 10,0 \text{ c}14$

Na face superior, sobre o vão de 4 metros utilizar metade da armadura principal inferior, ou seja, $\phi 12,5 \text{ c}20$. Na face superior, na outra direção, $\phi 10,0 \text{ c}14$.

2 INFRA E MESOESTRUTURA

2.1 Cargas verticais da superestrutura

$$R_g = 1023,80 \text{ kN/longarina}$$

$$R_q = 326,90 \text{ kN/longarina}$$

$$R_Q = 243,20 \text{ kN/longarina}$$

2.2 Cargas verticais da mesoestrutura

$$\text{Travessas } P1=P2 = 45 \text{ kN/m}$$

2.3 Aparelho de apoio

- Apoio $P1=P2$

Os aparelhos de apoio utilizados terão $300 \times 500 \times 48 \text{ mm}$, sendo 3 camadas de elastômero com 10 mm e 4 chapas de aço com 3 mm.



$$\sigma_{\max} = \frac{1,594}{0,30 \times 0,50} = 10,63 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

$$k_a = \frac{1000 \times 0,30 \times 0,50}{3 \times 0,010} = 5000 \text{ kN / m por aparelho de apoio}$$

2.4 Rigidez longitudinal e transversal

- Conjunto apoio + aparelho de apoio

$$P1=P2: \frac{1}{k_{L/T}} = \frac{1}{\infty} + \frac{1}{6 \times 5000} \rightarrow k_{L/T} = 30000 \text{ kN / m}$$

2.5 Forças horizontais longitudinais

- Frenagem e aceleração: $F = 0,05 \times 5 \times 47,70 \times 10,00 = 119,25 \text{ kN} < 135,00 \text{ kN}$

$$P1=P2: H_L = 135,00 \times 0,50 = 67,50 \text{ kN / apoio}$$

- Temperatura e retração: $\Delta T = 36^\circ\text{C}$ (PDN = 19,00m à direita do apoio P1)

$$P1=P2: H_L = 30000 \times 36 \times 10^{-5} \times 19,00 = 205,20 \text{ kN / apoio}$$

- Empuxo unilateral de solo sobre uma cortina: $E_a = 13,36 \times 11,70 = 156,32 \text{ kN}$

$$P1=P2: H_L = 156,32 \times 0,50 = 78,16 \text{ kN / apoio}$$

- Somatório de forças horizontais longitudinais

$$P1=P2: H_L = 67,50 + 205,20 + 78,16 = 350,86 \text{ kN / apoio}$$

2.6 Forças horizontais transversais

- Vento: $H_w = 47,70 \times 4,90 \times 1,00 = 233,72 \text{ kN}$

$$P1=P2: H_v = 233,72 \times 0,50 = 116,86 \text{ kN / apoio}$$



2.7 Cálculo da fretagem

$$b_0 = 45 \text{ cm};$$

$$b = 120 \text{ cm};$$

$$N_d = 1594 \times 1,40 = 2232 \text{ kN}$$

$$F_{td} = 0,3 \times 2,232 \times \left(\frac{1,20 - 0,45}{1,20} \right) = 0,418 \text{ MN}$$

$$A_s = \frac{0,418}{435} = 0,000961 \text{ m}^2 \rightarrow 9,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado : } 12,00 \text{ cm}^2 \rightarrow OK$$

2.8 Dimensionamento da sapata corrida

- Cargas permanentes:

$$\text{Superestrutura} = 1023,80 \times 6 / 12,15 = 506,00 \text{ kN/m}$$

$$\text{Meso e infraestrutura} = 45,00 + 75,00 = 120,00 \text{ kN/m}$$

- Cargas móveis:

$$\text{Superestrutura} = 570,10 \times 6 / 12,15 = 282,00 \text{ kN/m}$$

- Esforços longitudinais: $350,86 / 12,15 = 28,88 \text{ kN/m}$
- Momento longitudinal: $28,88 \times 2,50 = 72,20 \text{ kN.m/m}$

- Cálculo da armadura de flexão

Para tal, será utilizado o método das bielas.

$$h = 100 \text{ cm};$$

$$d = 94 \text{ cm};$$

$$N_d = 1,35 \times (506,00 + 120,00) + 1,50 \times 282,00 = 1268,10 \text{ kN/m}$$

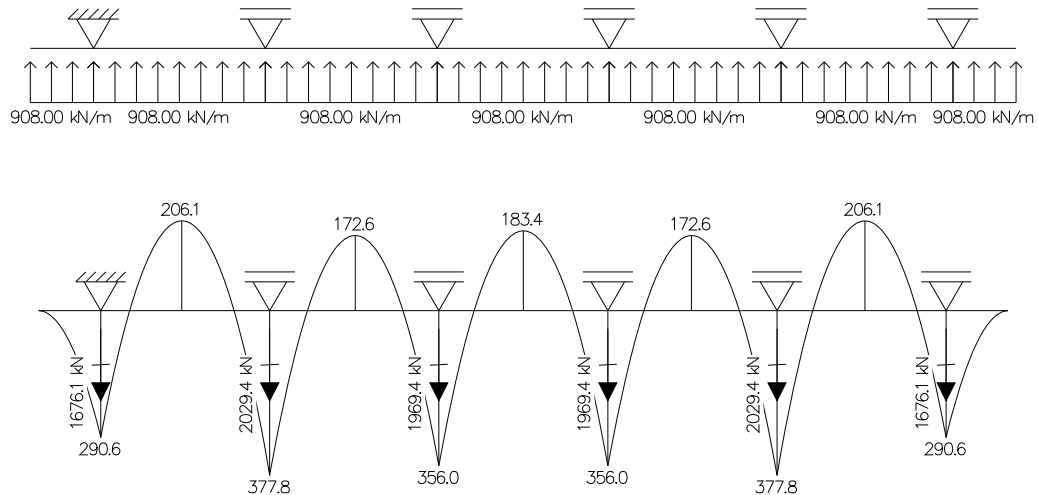
$$T_d = \frac{N}{8} \times \left(\frac{A - a_p}{d} \right) = \frac{1268,10}{8} \times \left(\frac{300 - 120}{94} \right) = 303,53 \text{ kN / m}$$

$$A_s = \frac{303,53}{43,5} = 6,98 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s,\min} = 15,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{Adotado : } \phi 16,0 \text{ c13}$$



$$A_{s,dist} = 0,20 \times 15,00 = 3,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \text{Adotado} : \phi 8,0 \text{ c}16$$

- Cálculo da armadura de distribuição, considerando a sapata como viga



$$M_d = 1,40 \times 377,80 = 528,92 \text{ kN.m} = 52892 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{120 \times 244^2}{37780} = 189,10 \rightarrow A_s = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{s,dist} = 3,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 8,0 \text{ c}16$$

- Armadura mínima adotada para a viga travessa

$$A_{s,min} = 0,0015 \times 120 \times 150 = 45,00 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado} = 14 \phi 20,0$$

$$A_{sw,min} = 13,91 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \text{Adotado} = \phi 10,0 \text{ c}11$$

- Cálculo da tensão máxima

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{908,00}{3,00 \times 1,00} \times \left(1 + \left(\frac{6 \times \frac{72,20}{908,00}}{3,00} \right) \right) = 0,351 \text{ MPa}$$



E) MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL VIADUTO DE PALMEIRINHA



1.1 Longarinas

Para o dimensionamento, as longarinas foram consideradas isostáticas. Serão moldadas no local, em concreto protendido, com protensão executada *in loco*. Posteriormente serão unificadas às lajes, de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido, com o intuito de resistir aos esforços solicitantes.

As características das seções, verificações de tensões e dimensionamentos apresentados ao longo da memória foram obtidos através de planilhas em Excel, programadas pelo autor desta memória.

Serão apresentados todos os procedimentos necessários para o dimensionamento das longarinas protendidas, incluindo o levantamento de ações que solicitam a estrutura, as características da seção, verificações das tensões em serviço e estado limite último.

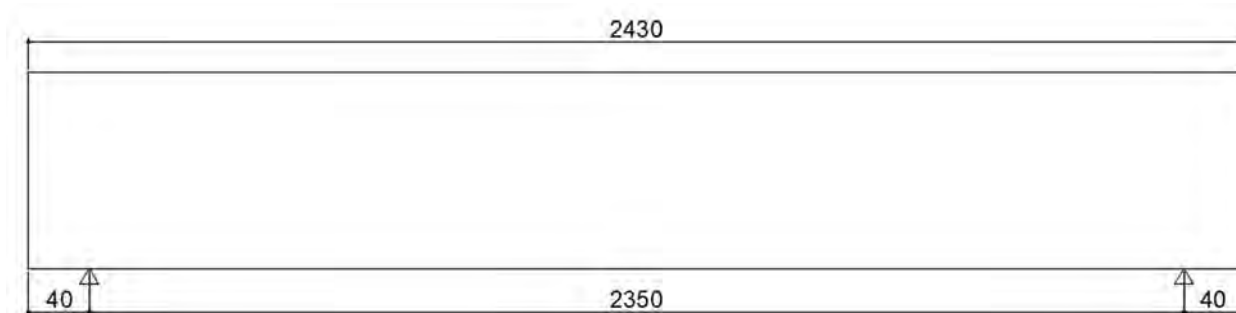


Figura 1 - Esquema estrutural

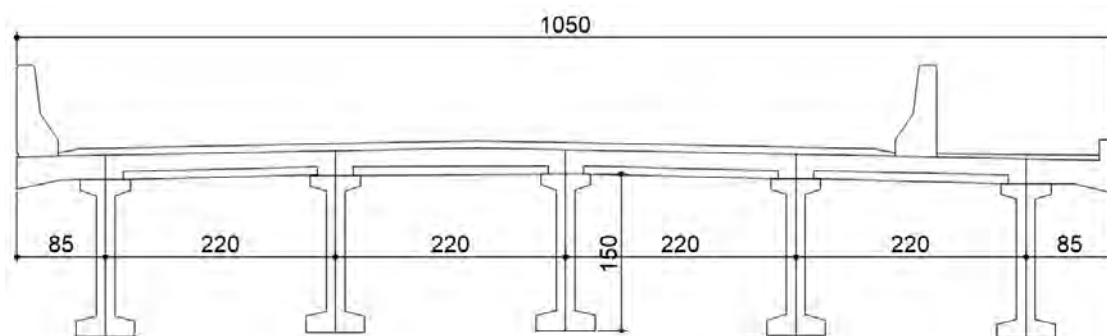


Figura 2 - Seção transversal da obra

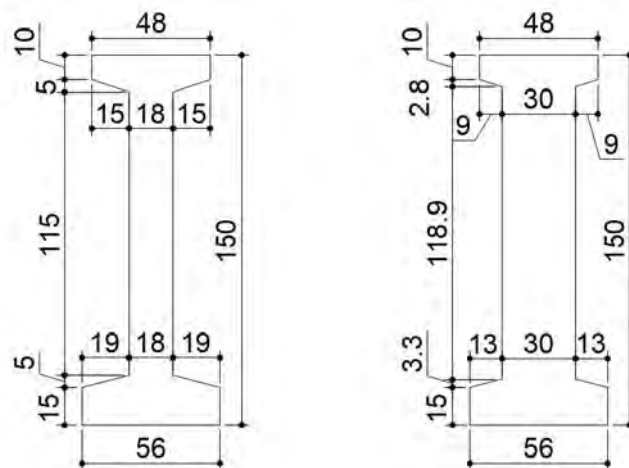


Figura 3 - Seção das longarinas nos vãos e apoios respectivamente

Posteriormente ela será unificada às lajes de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido com o intuito de resistir os esforços solicitantes.

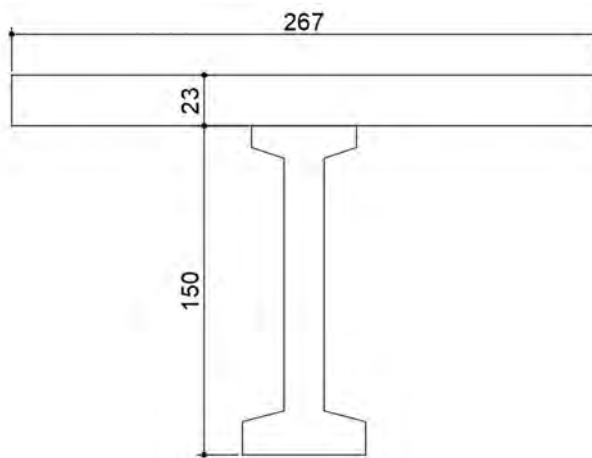


Figura 4 - Seção composta (Laje+longarina)

As características geométricas foram calculadas através de planilhas em Excel, diferenciando as seções isoladas e compostas.

Características	Viga isolada	Viga composta
A_c (m ²)	0,374	0,762
I (m ⁴)	0,097	0,258
y_s (m)	0,799	0,333
y_i (m)	0,701	1,167
y_{laje} (m)	-	0,563
W_s (m ³)	0,121	0,773
W_i (m ³)	0,138	0,221
W_{laje} (m ³)	-	0,457

Figura 5 - Características geométricas



As tensões nas seções foram calculadas considerando as perdas de protensão, imediatas e progressivas nas armaduras ativas, obedecendo as solicitações normativas exigidas pela NBR 6118/2014.

As perdas de protensão foram estimadas supondo os seguintes parâmetros:

- Idade mínima para protensão = 10 dias;
- Abatimento do concreto (Slump) = 0-4;
- Umidade do ambiente = 70%;
- Temperatura média de cura = 20°C;
- Tipo de cimento = CPV-ARI.

1.1.1 Cargas permanentes por longarina

- Fase 1:

Peso próprio da longarina na alma: $g_1 = 0,374 \times 25 = 9,35 \text{ kN/m}$

Carga concentrada nos apoios: $G_1 = 9,80 \text{ kN}$

- Fase 2:

Peso próprio da laje: $g_2 = (10,50 \times 0,23 \times 25) / 5 = 12,08 \text{ kN/m}$

Transv. de apoio: $G_2 = (1,30 \times (9,53 - 5 \times 0,30)) \times 0,25 \times 25 / 5 = 13,05 \text{ kN}$

- Fase 3:

Pavimentação pista de rolamento: $0,17 \times 8,00 \times 24 = 32,64 \text{ kN/m}$

Sobrecapa passeio: $0,04 \times 1,55 \times 25 = 1,55 \text{ kN/m}$

Barreiras New-jersey: $5,75 \times 2 = 11,50 \text{ kN/m}$

Guarda-corpo: $2,00 \text{ kN/m}$

Total: $g_3 = 32,64 + 1,55 + 11,50 + 2,00 = 47,69 / 5 = 9,54 \text{ kN/m}$

1.1.2 Cargas móveis por longarina segundo NBR 7188/2013

Para a obtenção das cargas móveis foi utilizado o trem-tipo 45 da referida norma, considerando este, homogeneizado. A repartição transversal das cargas móveis fica a cargo da laje. As rigidezes das longarinas no meio do vão equivalem a $k = 28727 \text{ kN/m}$



Foram considerados coeficientes de repartição transversal com a utilização do programa computacional “Ftool”. A partir desses, foram plotadas as linhas de influência e carregadas suas áreas positivas de modo a extrair o trem-tipo de cálculo para a longarina mais solicitada.

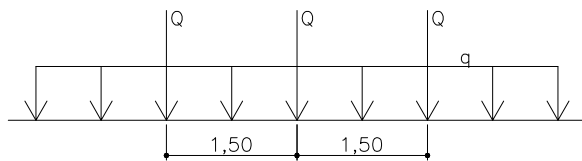
r11 = 0,905	r21 = 0,169	r31 = -0,047	r41 = -0,029	r51 = 0,003
r12 = 0,169	r22 = 0,607	r32 = 0,251	r42 = 0,002	r52 = -0,029
r13 = -0,047	r23 = 0,251	r33 = 0,592	r43 = 0,251	r53 = -0,047
r14 = -0,029	r24 = 0,002	r34 = 0,251	r44 = 0,607	r54 = 0,169
r15 = 0,003	r25 = -0,029	r35 = -0,047	r45 = 0,169	r55 = 0,905

Figura 6 - Coeficientes de repartição transversal

- Coeficiente de impacto adicional (ϕ)

$$\phi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{23,50 + 50} \right) = 1,288$$

- Trem-tipo de cálculo



$$\text{No meio do vão: } Q = 1,288 \times 60 \times (0,888 + 0,219) = 85,55 \text{ kN}$$

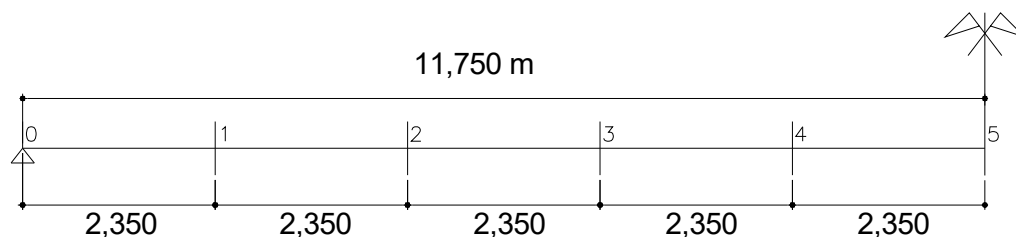
$$q = 1,288 \times 5 \times 1,77 = 11,40 \text{ kN/m}$$

$$\text{Junto aos apoios: } Q = 60 \times 1,288 = 77,28 \text{ kN}$$

$$q = 5 \times 1,288 \times 2,20 = 14,17 \text{ kN/m}$$



1.1.3 Cálculo dos esforços solicitantes



Esforços devido às cargas permanentes

Seções	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _{Σg} (kN.m)	V _{g1} (kN)	V _{g2} (kN)	V _{g3} (kN)	V _{Σg} (kN)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	109,90	141,90	112,10	363,90
1	232,40	300,20	237,10	769,70	87,90	113,60	89,70	291,20
2	413,10	533,70	421,50	1368,30	65,90	85,20	67,30	218,40
3	542,20	700,50	553,20	1795,90	43,90	56,80	44,80	145,50
4	619,60	800,50	632,20	2052,30	22,00	28,40	22,40	72,80
5	645,40	833,90	658,60	2137,90	0,00	0,00	0,00	0,00

Esforços devido às móveis

Seções	M _q (kN.m)	V _{q+} (kN)	V _{q-} (kN)
0	0,00	374,30	0,00
1	787,80	323,20	-13,00
2	1392,00	274,70	-40,30
3	1812,50	229,00	-72,70
4	2075,10	185,90	-107,70
5	2166,90	145,50	-145,50

Esforços de cálculo

Seções	M _g (kN.m)	M _q (kN.m)	M _d (kN.m)	V _g (kN)	V _q (kN)	V _d (kN)
0	0,00	0,00	0,00	363,90	374,30	1052,72
1	769,70	787,80	2220,80	291,20	323,20	877,92
2	1368,30	1392,00	3935,21	218,40	274,70	706,89
3	1795,90	1812,50	5143,22	145,50	229,00	539,93
4	2052,30	2075,10	5883,26	72,80	185,90	377,13
5	2137,90	2166,90	6136,52	0,00	145,50	218,25

$$S_d = 1,35 \times S_g + 1,50 \times S_q$$



1.1.4 Traçado dos cabos

Foram adotados 3 cabos compostos de 8 ϕ 12,7 CP-190 RB, com ancoragens ativas em ambas as extremidades. As bainhas serão metálicas com diâmetro nominal de 55mm. A escolha da quantidade de cabos e cordoalhas foi feita a partir da análise dos esforços solicitantes e das tensões por eles geradas, de modo a não ultrapassar os limites estabelecidos pela NBR 6118/2014.

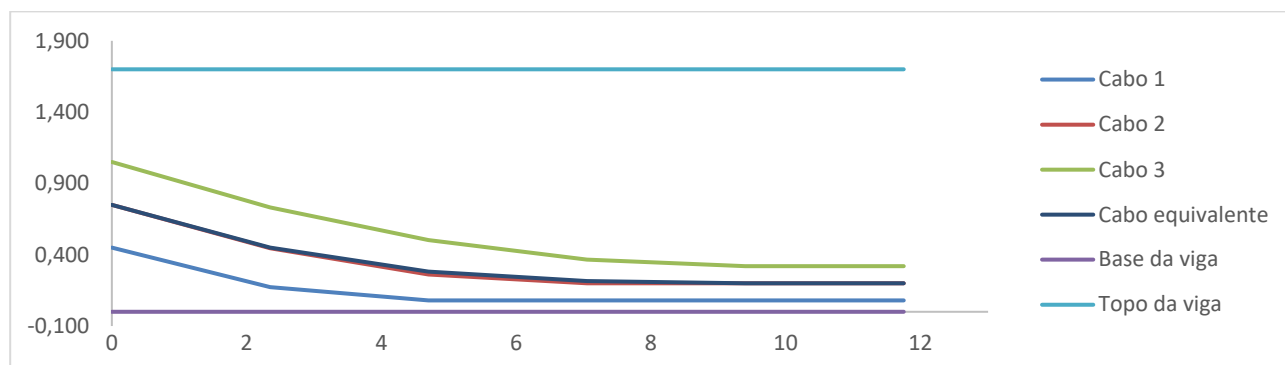


Figura 7 - Elevação dos cabos

	Posicionamento dos cabos (m)											
	S0		S1		S2		S3		S4		S5	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
Cabo 1	0,000	0,450	2,350	0,173	4,700	0,080	7,050	0,080	9,400	0,080	11,750	0,080
Cabo 2	0,000	0,750	2,350	0,444	4,700	0,261	7,050	0,200	9,400	0,200	11,750	0,200
Cabo 3	0,000	1,050	2,350	0,731	4,700	0,503	7,050	0,366	9,400	0,320	11,750	0,320
Cabo eq.	0,000	0,750	2,350	0,449	4,700	0,281	7,050	0,215	9,400	0,200	11,750	0,200

1.1.5 Determinação da tensão inicial

Segundo a NBR 6118/2014, os limites de tensão para as cordoalhas são:

$$\sigma_{pi} \leq \begin{cases} 0,74 \times f_{ptk} = 1406 \text{ MPa} \\ 0,82 \times f_{pyk} = 1402 \text{ MPa} \end{cases}$$

Será adotado: $\sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$

Adotando cabos com 8 cordoalhas de 12,7 CP-190RB, temos:

$$A_p = 0,987 \times 8 = 7,90 \text{ cm}^2 / m$$

$$P_i = 140,2 \times 7,90 = 1107,58 \text{ kN} / \text{cabo} \rightarrow p / 3 \text{ cabos} = 3321,5 \text{ kN}$$



1.1.6 Perdas imediatas

1.1.6.1 Perdas por atrito

$$P_0 = P_i \times (1 - (\mu \times \Sigma \alpha + \beta \times x))$$

$$P_i = 3321,5 \quad \mu = 0,25 \quad \beta = 0,0025$$

Comprimento parabólico do cabo a partir da seção 0: $a = 9,4 \text{ m}$

Seção	Trecho x (m)	a-x (m)	α (rad)	$\Sigma \alpha$	P_0 (kN)
0	0	9,400	0,116	0,000	3321,5
1	2,35	7,050	0,071	0,046	3278,8
2	4,700	4,700	0,035	0,082	3244,6
3	7,05	2,350	0,004	0,112	3215,5
4	9,400	0,000	0,000	0,116	3207,3
5	11,75	0,000	0,000	0,116	3202,6

Alongamento previsto durante a protensão (ΔL) = 8,04cm para cada lado

Alongamento total do cabo = 16,08cm

1.1.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem

$$\delta = 6 \text{ mm} \quad A_p = 23,69 \text{ cm}^2 \quad \sigma_{pi} = 1402 \text{ MPa}$$

Trecho	Área (m ²)
0-1	50,21
1-2	120,461
2-3	171,27
3-4	67,2847
4-5	49,7792
Σ	459,00

Seção	P_0 (kN)
0	2919,9
1	2962,6
2	2996,8
3	3025,9
4	3034,1
5	3038,8

$$A = 2842,56 \text{ m}^2$$

$$\Delta P_m = 163,79$$



1.1.6.3 Perdas por encurtamento elástico

$A_c = 0,374 \text{ m}^2$ $I = 0,097 \text{ m}^4$ $E_p/E_c = 5,647$ $n = 3 \text{ cabos}$

Seção	e_p (m)	σ_{cp} (kN/m ²)	σ_{cg} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	ΔP (kN)	P_0 (kN)
0	-0,049	-7879,1	0,0	-14830,8	35,1	2884,7
1	0,252	-9864,8	605,1	-17429,8	41,3	2921,3
2	0,420	-13473,8	1792,6	-21987,6	52,1	2944,7
3	0,486	-15474,1	2722,5	-24002,4	56,9	2969,1
4	0,501	-15986,6	3208,5	-24052,3	57,0	2977,1
5	0,501	-16011,4	3342,1	-23847,5	56,5	2982,3

1.1.6.4 Perdas imediatas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas (%)
0	3321,5	2884,7	13,2
1	3321,5	2921,3	12,0
2	3321,5	2944,7	11,3
3	3321,5	2969,1	10,6
4	3321,5	2977,1	10,4
5	3321,5	2982,3	10,2

1.1.7 Parâmetros utilizados para a estimativa das perdas progressivas

Dados de entrada	Etapa 02		Etapa 03		Etapa 04	
	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)	Δt_{ef}	T (°C)
Temperatura média	10	20	30	20	45	20
f_{ck} (Mpa)	40		40		40	
Idade inicial	10		30		45	
Idade final	10000		10000		10000	
Tipo de cimento (α)	Fluência	Retração	Fluência	Retração	Fluência	Retração
	3	1	3	1	3	1
Umidade relativa U_{ar} (%)	70		70		70	
Slump (cm)	5,0		5,0		5,0	
Área seção transversal (cm ²)	3740		3740		8415	
Perímetro contato ar (cm)	454,9		694,9		694,9	



1.1.7.1 Fluência

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
t_0 - Idade fictícia, em dias	30,00	90,00	135,00
s	0,20	0,20	0,20
$\beta_1(t)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	0,874	1,007	1,043
$\beta_1(\infty)$ - relação entre f_{ck}/f_{ck}	1,007	1,043	1,221
ϕ_a - Coef. de fluência rápida	0,106	0,028	0,117
γ - Coef. Espessura fictícia	1,449	1,449	1,449
h_{fic} (cm)	23,832	15,601	35,102
ϕ_{1c}	2,000	2,000	2,000
ϕ_{2c}	1,502	1,618	1,399
$\phi_{f_{00}}$	3,004	3,236	2,799
A	233,82	196,37	278,09
B	584,32	409,97	768,37
C	440,80	352,61	558,56
D	8643,72	6696,78	10732,33
$\beta_d(t)$	0,615	0,565	0,995
$\beta_f(t_0)$	0,373	0,563	0,542
$\beta_f(t)$	0,527	0,622	0,973
$\phi_{d\infty}$ - valor = 0,4	0,4	0,4	0,4
$\phi(t, t_0)$	0,813	0,447	1,723

1.1.7.2 Retração

	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 04
$10^4 \cdot \epsilon_{1s}$	-6,160	-6,160	-6,160
$10^4 \cdot \epsilon_{2s}$	0,874	0,950	0,818
$10^4 \cdot \epsilon_{cs\infty}$	-5,384	-5,850	-5,042
A	40,000	40,000	40,000
B	33,183	23,099	42,695
C	38,637	39,337	37,719
D	143,614	84,533	236,141
E	25,320	9,163	60,307
$\beta_s(t_0)$	0,093	0,277	0,157
$\beta_s(t)$	0,189	0,336	1,000
$10^4 \cdot \epsilon_{cs}(t, t_0)$	-0,517	-0,346	-4,249



1.1.7.3 Relaxação da armadura

				Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	σ_{pi}	σ_{pi}/f_{ptk}	Ψ_{1000}	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$
0	1220	0,642	1,804	1,62	1,55	4,51
1	1236	0,650	1,900	1,70	1,63	4,75
2	1246	0,656	1,972	1,77	1,69	4,93
3	1257	0,662	2,044	1,83	1,75	5,11
4	1261	0,663	2,056	1,84	1,76	5,14
5	1263	0,665	2,080	1,86	1,78	5,2

1.1.8 Perdas progressivas

Tensão nos cabos

Seção	N_p (kN)	M_p (kN.m)	M_{g1} (kN.m)	M_{g2} (kN.m)	M_{g3} (kN.m)	$0,4 \times M_q$ (kN.m)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	α_p
0	-7713	-71	0	0	0	0	-6331	5,65
1	-7811	-1916	605	782	660	878	-4419	5,65
2	-7873	-5366	1793	2316	1449	1914	-2480	5,65
3	-7939	-7245	2723	3517	2043	2678	-427	5,65
4	-7960	-7726	3209	4145	2372	3115	1160	5,65
5	-7974	-7740	3342	4318	2472	3253	1732	5,65

Perdas progressivas

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
Seção	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	$\chi(t,t_0)$	χ^p	χ^p	χ^p
0	-7784	0	0	0,0163	0,0156	0,0461	1,0163	1,0156	1,0461
1	-9122	782	1538	0,0172	0,0164	0,0487	1,0172	1,0164	1,0487
2	-11447	2316	3363	0,0178	0,0171	0,0506	1,0178	1,0171	1,0506
3	-12461	3517	4721	0,0185	0,0177	0,0525	1,0185	1,0177	1,0525
4	-12478	4145	5487	0,0186	0,0178	0,0528	1,0186	1,0178	1,0528
5	-12372	4318	5724	0,0188	0,0180	0,0534	1,0188	1,0180	1,0534



	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	
Seção	χ^c	χ^c	χ^c	η	η	η	ρ_p
0	1,4066	1,2237	1,8613	1,01	1,01	1,51	0,00311
1	1,4066	1,2237	1,8613	1,25	1,25	2,52	0,00311
2	1,4066	1,2237	1,8613	1,68	1,68	3,32	0,00311
3	1,4066	1,2237	1,8613	1,91	1,91	3,68	0,00311
4	1,4066	1,2237	1,8613	1,97	1,97	3,77	0,00311
5	1,4066	1,2237	1,8613	1,97	1,97	3,77	0,00311

	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Final	
Seção	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_p$ (kN/m ²)	P_∞ (kN)
0	-65145	-25237	-136275	-226657	2347,8
1	-72437	-24379	-123076	-219893	2400,4
2	-83826	-21214	-106491	-211530	2443,6
3	-89301	-18982	-95117	-203400	2487,2
4	-89536	-17550	-88005	-195091	2515,0
5	-89340	-17394	-86446	-193180	2524,7

1.1.8.1 Perdas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas progressivas (%)	Perdas totais (%)
0	2884,7	2347,8	18,6	31,8
1	2921,3	2400,4	17,8	29,9
2	2944,7	2443,6	17,0	28,4
3	2969,1	2487,2	16,2	26,8
4	2977,1	2515,0	15,5	25,9
5	2982,3	2524,7	15,3	25,6



1.1.9 Verificação do estado limite último de flexão (ELU)

$$M_{sd\max} = 6136,52 \text{ kN.m} \quad d = 1,53 \text{ m} \quad 0,8x = 0,10 \text{ m} < 0,23 \text{ m} \quad \text{LN na laje}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

- Determinação do pré-alongamento

$$\varepsilon_{p0} = 4,80 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{cpn} = 7293 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{cpn} = -\varepsilon_{pn} = 0,21 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,00 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

- Momento resistente de cálculo

$$\text{Número de cordoalhas } n = 24$$

$$\text{Área de cada cordoalha} = 0,987 \text{ cm}^2$$

$$M_{Rd1} = n \cdot A_p \cdot \sigma_p \cdot (d - 0,5 \cdot 0,8x) = 5280,53 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd1} = 5280,53 \text{ kN.m} < M_{sd\max} = 6136,52 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{Adicionar armadura passiva}$$

- Armadura passiva

$$\text{Adicionando : } 3 \text{ barras de } 25,0 \quad A_s = 15 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = 1,53 \text{ m} \quad d_2 = 1,68 \text{ m}$$

$$0,8x = 0,12 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 5,00 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 15,00 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1507 \text{ MPa}$$

Momento resistente de cálculo

$$M_{Rd2} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d_2 - 0,5 \cdot 0,8x) = 1038,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = M_{Rd1} + M_{Rd2}$$

$$M_{Rd} = 6286,55 \text{ kN.m} > M_{sd\max} = 6136,52 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{OK!}$$



1.1.10 Dimensionamento dos esforços cortantes

Verificação esforços cortantes

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa} \quad f_{cd} = 29 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 3,51 \text{ MPa} \quad f_{ctd} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$b_w = 0,18 \text{ m} \leftarrow \text{Demais seções} \quad d = 1,53 \text{ m}$$

$$b_w = 0,30 \text{ m} \leftarrow \text{Seção 0}$$

Verificação do concreto: $V_{sd} \leq V_{Rd2}$

$$V_{sd} = 1052,72 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 1545,50 \text{ kN} > V_{sd} \quad \text{OK!}$$

Parcela resistida pelo concreto (Modelo I) $\rightarrow V_c = 289,90 \text{ kN} \leftarrow \text{Demais seções}$

$V_c = 483,16 \text{ kN} \leftarrow \text{Seção 0}$

Seção	$P_{sen\alpha}$ (kN)	V_{sd} (kN)	M_0 (kN.m)	β	$\beta \times V_c$ (kN)	V_{sw} (kN)	A_{sw} (cm ² /m)	$\Delta\sigma_s$ (MPa)	α
0	160,71	908,08	661,64	1,0	483,16	666,50	11,13	77,33	1,00
1	164,50	729,87	1313,43	1,6	461,35	499,20	8,34	83,29	1,00
2	167,84	555,83	1702,65	1,4	415,33	348,17	5,82	96,92	1,14
3	171,03	385,99	1880,16	1,4	395,87	188,06	3,14	121,53	1,43
4	172,98	221,45	1935,38	1,3	385,27	28,82	0,48	169,33	1,99
5	173,64	61,97	1942,79	1,3	381,68	0,00	0,00	145,00	1,71

$$\beta = 1 + \frac{M_0}{M_{sd\max}} \leq 2$$

Fator de fadiga: $\alpha = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd}}$ sendo, $\Delta f_{sd} = 85 \text{ MPa}$

Seção	$A_{sw} \times \alpha$ (cm ² /m)	Estribos	
		bitolas	ramos
0	11,13	8,0 c. 9	2
1	8,34	8,0 c. 12	2
2	6,63	8,0 c. 15	2
3	4,49	8,0 c. 20	2
4	2,90	8,0 c. 20	2
5	2,90	8,0 c. 20	2

$$A_{sw\min} = \frac{0,2 \times b_w \times f_{ctm}}{f_{ywk}}$$



1.1.10.1 Dimensionamento da fretagem dos cabos na cabeça das longarinas

Fretagem segundo a NCHRP (National Cooperative Highway Research Program)

$$A = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 22 \times 22 = 484 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{bainha}} = 23,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{b \text{ útil}} = 460,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força de protensão} = 1107,58 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 24,1 \text{ MPa}$$

Parcela 01, espraçamento da carga:

$$F_{ult} = 2008 \text{ kN}$$

Desconsiderando a parcela 02 (efeito da fretagem), temos:

$$F.S = 1,65$$

- Armaduras de fretagem na direção vertical:

$$A_{sv} = 2,24 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armaduras de fretagem na direção horizontal:

$$A_{sv} = 2,24 \text{ cm}^2 \longrightarrow 7,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$



1.1.11 Verificações das tensões em serviço (ELS)

Esforços solicitantes								
Seção	M _{g1} (kN.m)	M _{g2} (kN.m)	M _{g3} (kN.m)	M _q (kN.m)	P ₀ cos α (kN)	P _∞ cos α (kN)	Simples e _p (m)	Comp. e _p (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	2875,98	2340,70	-0,049	0,417
1	232,40	300,20	237,10	787,80	2912,45	2393,14	0,252	0,718
2	413,10	533,70	421,50	1392,00	2935,75	2436,20	0,420	0,886
3	542,20	700,50	553,20	1812,50	2960,06	2479,70	0,486	0,952
4	619,60	800,50	632,20	2075,10	2968,10	2507,36	0,501	0,967
5	645,40	833,90	658,60	2166,90	2973,27	2517,05	0,501	0,967

Tensões (kN/m ²)								
Seção	Prot. Inicial (P _i)		σM _{g1}		σM _{g2}		σM _{g3}	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	-6672	-8849	0	0	0	0	0	0
1	-13104	-1730	1684	-1918	2175	-2478	1074	-307
2	-16782	2327	2993	-3410	3867	-4405	1909	-545
3	-18336	3959	3928	-4475	5075	-5782	2505	-716
4	-18713	4342	4489	-5114	5800	-6608	2863	-818
5	-18746	4350	4676	-5327	6042	-6883	2983	-852

Tensões (kN/m ²)				
Seção	σM _q		σperdas	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	0	0	1712	414
1	3568	-1019	2369	199
2	6304	-1801	2659	83
3	8209	-2345	2700	39
4	9398	-2685	2622	28
5	9814	-2803	2596	28

- Combinações (Protensão limitada)

Ato da protensão: $1,1 \times P_i + 0,9 \times M_{g1}$

Fim da construção: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas}/2$

Comb. Frequente: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_1 \times M_q$

Comb. Quase-perm.: $P_i + M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + \text{Perdas} + \psi_2 \times M_q$



Verificações (kN/m ²)								
Seção	Ato da protensão		Fim da construção		Comb. Frequente ($\psi_1 = 0,5$)		Comb. Quase-perm. ($\psi_2 = 0,3$)	
	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s
0	-7339	-7964	-5816	-8643	-4960	-8436	-4960	-8436
1	-12899	-3475	-6987	-6333	-4019	-6743	-4732	-6540
2	-15766	-509	-6684	-5992	-2202	-6851	-3463	-6491
3	-16634	327	-5477	-6995	-23	-8148	-1664	-7679
4	-16544	173	-4250	-8184	1760	-9512	-120	-8975
5	-16412	-10	-3747	-8699	2458	-10087	495	-9526

Limitações das tensões de acordo com NBR 6118/2014

Compressão			Tração			
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ckj} =$	-24,5 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctkj} =$	2,7 MPa	(Ato protensão)
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ck} =$	-28,0 MPa	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctk} =$	2,9 MPa	(Em serviço)

1.1.12 Armaduras complementares

Pele: $\begin{cases} \text{Alma de 18cm: } \phi 6,3c.16 \\ \text{Alma de 30cm: } \phi 8,0c.16 \end{cases}$

1.1.13 Dimensionamento para içamento das longarinas

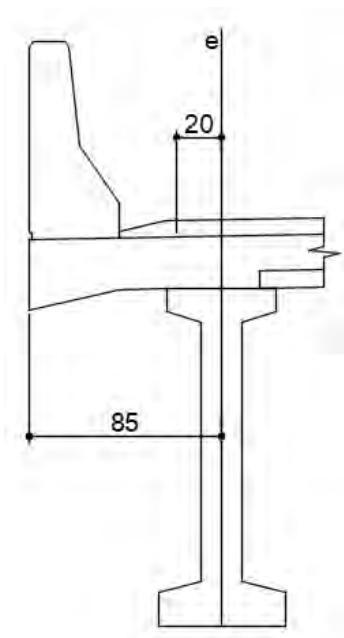
Peso próprio da longarina = $9,35 \times 19,30 + 12,75 \times 2,50 \times 2 = 244,20$ kN

Peso suportado por um cabo = 122 kN

$$A_s = \frac{1,4 \times 122}{43,5} = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Adotado: } 4\phi 12,5$$

1.2 Lajes

1.2.1 Lajes em balanço



Momentos para cargas permanentes

$$M_{xeg} = 6,63 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para impacto de 100 kN no topo da barreira

$$M_{xeg} = \frac{100 \times 0,87}{2 \times (0,87 + 0,45)} = 32,95 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xeg} = 1,35 \times 75 \times 0,10 = 10,12 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $cob = 2,5 \text{ cm}$

$$M_{xed} = 1,35 \times 6,63 + 1,5 \times 32,95 = 58,38 \text{ kN.m/m} = 5838 \text{ kN.cm/m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{5838} = 6,18 \rightarrow A_s^- = 7,41 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.10}$$

Para as armaduras de distribuição, foram adotados: $A_{sdistr} = \phi 8,0 \text{ c.14}$



1.2.2 Laje central

Para o dimensionamento da laje central será utilizada a tabela de Rüsç nº 14 com placa engastada-apoiada.

$$l_x = 2,20 \text{ m} \quad l_x / a = 1,10 \quad t / a = 0,343 \quad \phi = 1,35 \quad g = 9,83 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Momentos para cargas permanentes

$$M_{xmg} = 0,0625 \times 9,83 \times 2,20^2 = 2,97 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymg} = 0,011 \times 9,83 \times 2,20^2 = 0,52 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeg} = 0,125 \times 9,83 \times 2,20^2 = 5,95 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times (75 \times 0,198 + 5 \times 0,02) = 20,18 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$M_{ymq} = 1,35 \times (75 \times 0,102 + 5 \times 0,02) = 10,46 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times (75 \times 0,332 + 5 \times 0,25) = 35,30 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Momentos gerados pela distribuição transversal das cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times 75 \times 0,371 / 1,5 = 25,04 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow M_{xmq} = 25,04 \text{ kN.m} / \text{m}$$

$$-M_{xeq} = 1,35 \times 75 \times 0,210 / 1,5 = 14,18 \text{ kN.m} / \text{m} \rightarrow -M_{xeq} = 35,30 \text{ kN.m} / \text{m}$$

Dimensionamento $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $cob = 2,5 \text{ cm}$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 2,97 + 1,5 \times 25,04 = 41,57 \text{ kN.m} / \text{m} = 4157 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{4157} = 8,68 \rightarrow A_s = 5,19 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,37 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.13}$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 0,52 + 1,5 \times 10,46 = 16,39 \text{ kN.m} / \text{m} = 1639 \text{ kN.cm} / \text{m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 14^2}{1639} = 11,96 \rightarrow A_s = 2,76 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 184,33 \text{ MPa} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.14}$

$$-M_{xed} = 1,35 \times 5,95 + 1,5 \times 35,30 = 60,98 \text{ kN.m} / \text{m} = 6098 \text{ kN.cm} / \text{m}$$



$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{6098} = 5,92 \rightarrow A_s = 7,74 \text{ cm}^2 / m > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 8,50 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,71 \text{ MPa} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c.14}$$

- **Lajes em balanço no início e final**

Para o dimensionamento da laje central será utilizada a tabela de Rüsç nº 98.

$$l_x = 1,00 \text{ m} \quad l_x / a = 0,50 \quad t / a = 0,343 \quad \phi = 1,35 \quad \text{CIV} = 1,25 \quad g = 9,83 \text{ kN} / m^2$$

Momentos para cargas permanentes

$$-M_{xeg} = 0,50 \times 9,83 \times 1,00^2 = 4,92 \text{ kN.m} / m$$

Momentos para cargas móveis

$$-M_{xeq} = 1,35 \times 1,25 \times (75 \times 0,374 + 5 \times 0,10) = 48,18 \text{ kN.m} / m$$

Dimensionamento $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $\text{cob} = 2,5 \text{ cm}$

$$-M_{xed} = 1,35 \times 4,92 + 1,5 \times 48,18 = 78,91 \text{ kN.m} / m = 7891 \text{ kN.cm} / m$$

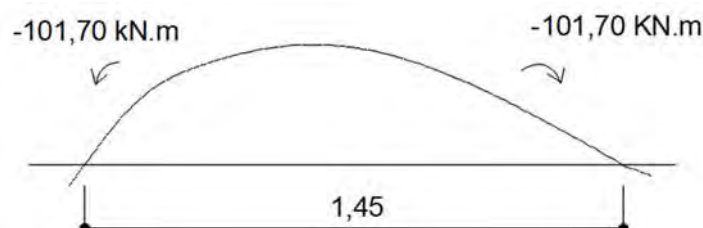
$$k_c = \frac{100 \times 18^2}{7891} = 4,11 \rightarrow A_s = 10,87 \text{ cm}^2 / m > A_{s\min} = 3,45 \text{ cm}^2 / m$$

$$\text{Fadiga: } A_s = 12,50 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,16 \text{ MPa} \rightarrow \phi 12,5 \text{ c.10}$$

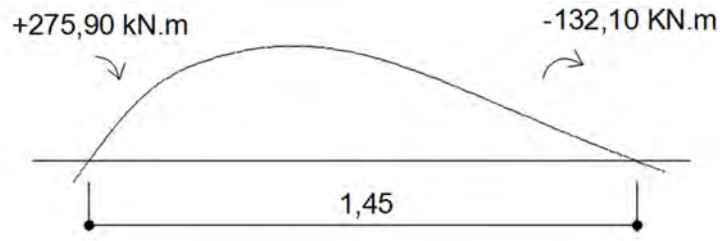
1.2.3 Lajes elásticas

As lajes elásticas serão dimensionadas para absorver as rotações do tabuleiro. Os esforços serão determinados com os seguintes carregamentos:

a) Carga permanente da fase g3



b) Carga móvel sobre o vão intermediário



Dimensionamento $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $cob = 2,5\text{cm}$

Os momentos obtidos serão divididos pela largura da placa de 10,50m.

$$-M_d = \frac{(1,35 \times 101,70 + 1,5 \times 132,10)}{10,50} = 31,95 \text{ kN.m / m} = 3195 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 12^2}{3195} = 4,51 \rightarrow A_s = 6,55 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\text{min}} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 6,55 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 139,98 \text{ MPa} \rightarrow \text{Adotado} : \phi 10,0\text{c}12$

$$+M_d = \frac{(-1,0 \times 101,70 + 1,5 \times 275,90)}{10,50} = 29,73 \text{ kN.m / m} = 2973 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 12^2}{2973} = 4,84 \rightarrow A_s = 6,07 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\text{min}} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 6,07 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 169,60 \text{ MPa} \rightarrow \text{Adotado} : \phi 10,0 \text{ c.13}$

1.3 Transversinas de apoio

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,66 \times 25 = 16,50 \text{ kN / m (Peso próprio)}$$

$$M_{g+} = 5,60 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 8,20 \text{ kN.m} \quad V_g = 21,40 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

$$Q = \frac{1,35 \times 450}{2} = 303,75 \text{ kN (Por roda)}$$

$$M_{q+} = 136,80 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 120,10 \text{ kN.m} \quad V_q = 338,70 \text{ kN}$$

1.3.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 8,20 + 1,5 \times 120,10 = 191,22 \text{ kN.m} = 19122 \text{ kN.cm}$$



$$k_c = \frac{25 \times 148^2}{19122} = 28,64 \rightarrow A_s^- = 3,01 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 5,60 + 1,5 \times 136,80 = 212,76 \text{ kN.m} = 21276 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 148^2}{21276} = 25,74 \rightarrow A_s^+ = 3,35 \text{ cm}^2 < A_{s \min} = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16,0$$

1.3.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 21,40 + 1,5 \times 338,70 = 536,94 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,25 \times 1,48 = 1884 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,25 \times 1,48 = 321 \text{ kN}$$

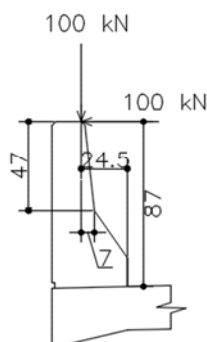
$$V_{sw} = 537 - 321 = 216 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,216}{0,9 \times 435 \times 1,48} = 0,000373 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,73 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{sw \min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c}20 \text{ (2 ramos)}$$

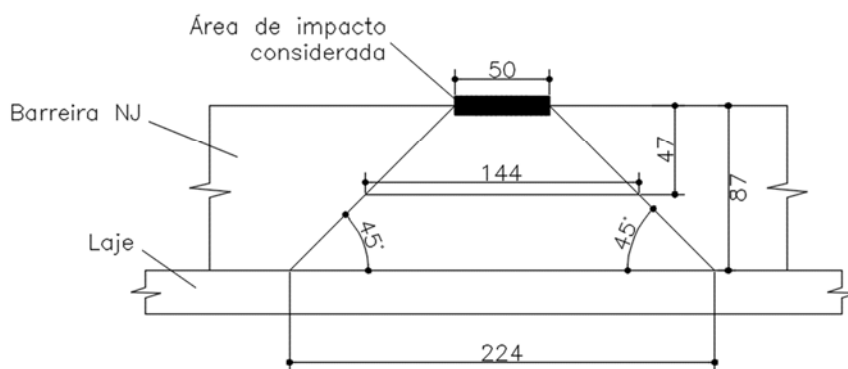
$$A_{spele} = 0,10 \times 25 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c}20$$

1.4 Barreiras New-jersey

CORTE



VISTA FRONTAL



Segundo a NBR 7188 consideramos um impacto perpendicular de 100 kN e uma carga vertical de 100 kN, concomitante, ao longo de 50 cm no topo da barreira. Considerando os ângulos de 45°, teremos no meio da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 47 = 144$ cm e na base da barreira uma largura colaborante de $50 + 2 \times 87 = 224$ cm.



Temos na base da barreira, o momento de:

$$M = 100 \times \frac{(0,87 + 24,5)}{2,24} = 49,78 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 36^2}{4978} = 26,03$$

$$A_s = 3,22 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s\text{min}} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$

Temos no meio da barreira, o momento de:

$$M = 100 \times \frac{(0,47 + 0,07)}{1,44} = 37,50 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 18^2}{3750} = 8,64$$

$$A_s = 4,96 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s\text{min}} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c13}$$

1.5 Placas de transição

Serão avaliadas como apoiadas sobre o console da cortina e na outra extremidade sobre o solo. Consideramos o vão de cálculo de 5 metros.

Cargas permanentes

$$g = 12,00 \text{ kN / m}^2$$

$$M_{xmg} = \frac{12,00 \times 4^2}{8} = 24,00 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymg} = 24,00 \times 0,2 = 4,80 \text{ kN.m / m}$$

Cargas móveis – Classe 45 (NBR7188)

$$\varphi = 1,35$$

$$\text{CIA} = 1,25$$

$$t / a = 0,558$$

$$l_x / a = 2,50$$

Utilizamos Rüschi nº 1:

$$M_{xmq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,456 + 5 \times 0,65) = 63,20 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymq} = 1,25 \times 1,35 \times (75 \times 0,222 + 5 \times 0,19) = 29,70 \text{ kN.m / m}$$



Dimensionamento

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

$$\text{cob} = 3,5\text{cm}$$

$$M_{xmd} = 1,35 \times 24,00 + 1,5 \times 63,20 = 127,20 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 25,5^2}{12720} = 5,11 \quad k_s = 0,0243 \quad A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd\max} = 24,00 + 0,8 \times 63,20 = 74,56 \text{ kN.m / m} \quad M_{sd\min} = 37,50 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s = 12,12 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 177,89 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 16,0 \text{ c}12,5$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 4,80 + 1,5 \times 29,70 = 51,03 \text{ kN.m / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 24,5^2}{5103} = 11,76 \quad k_s = 0,0236 \quad A_s = 4,92 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga pela NBR6118: $\Delta\sigma_s = 190 \text{ MPa}$

$$M_{sd\max} = 4,80 + 0,8 \times 29,70 = 28,56 \text{ kN.m / m} \quad M_{sd\min} = 4,80 \text{ kN.m / m}$$

$$A_s = 5,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 188,78 \text{ MPa}$$

Adotado $\rightarrow \phi 10,0 \text{ c}14$

Na face superior, sobre o vão de 4 metros utilizar metade da armadura principal inferior, ou seja, $\phi 12,5 \text{ c}20$. Na face superior, na outra direção, $\phi 10,0 \text{ c}14$.

2 MESOESTRUTURA

2.1 Alas

- Cargas verticais

$$G_1 = 69,70 \text{ kN (Peso próprio)}$$

Dimensionamento

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

$$\text{cob} = 2,5\text{cm}$$

$$M_d = 1,35 \times 69,70 \times 1,33 = 125,15 \text{ kN.m} = 12515 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{40 \times 324^2}{12515} = 335,53 \rightarrow A_s = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 19,80 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 20,0$$

- Cargas horizontais



Pressão do solo: 19,60 kN/m²

Pressão da sobrecarga: 8,25 kN/m²

Pressão média: 18,05 kN/m²

Dimensionamento

$$M_d = \frac{1,35 \times 18,05 \times 6,97 \times 1,33}{3,30} = 68,46 \text{ kN.m} = 6846 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{100 \times 34^2}{6846} = 17,34 \rightarrow A_s = 4,65 \text{ cm}^2 / m < A_{s\min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.13$$

Armadura na face externa: $A_{s\min} = 6,00 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.13$

Estribos verticais: $A_{sw\min} = 4,64 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 8,0c.20$ (2 ramos)

2.2 Cortinas

As cortinas serão avaliadas para as solicitações decorrentes das pressões de solo, e da reação de apoio da laje de transição.

- Pressões de solo

$$p = 10,32 \text{ kN/m}^2$$

$$M = \left(10,32 \times \frac{1,30}{2} \right) \times 0,43 = 2,88 \text{ kN.m} / m = 288 \text{ kN.cm} / m$$

$$k_c = \frac{100 \times 25^2}{288} = 217,01 \rightarrow A_s = 0,27 \text{ cm}^2 / m < A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / m \rightarrow \phi 10,0c.17$$

Essa armadura será colocada verticalmente, na face em contato com o solo.

- Reação da laje de transição

$$R = 30 + 1,35 \times 1,25 \times 75 = 157 \text{ kN.cm/m}$$

$$M = 157 \times 0,30 = 47,10 \text{ kN.m} / m = M_d = 1,5 \times 4710 = 7065 \text{ kN.cm} / m$$



$$k_c = \frac{100 \times 25^2}{7065} = 8,85 \rightarrow A_s = 6,73 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0\text{c}.11$$

Essa armadura será colocada verticalmente, na face aparente da cortina.

As armaduras horizontais nas duas faces serão $A_{s\min} = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0\text{c}.17$

2.3 Cargas verticais da superestrutura

$R_g = 386,70 \text{ kN/longarina}$

$R_q = 166,50 \text{ kN/longarina}$

$R_Q = 217,00 \text{ kN/longarina}$

2.4 Cargas verticais da mesoestrutura

- Apoios extremos

Bloco corrido = $57,00 \text{ kN/m}$

Cortinas = $15,75 \text{ kN/m}$

Laje de transição = $30,00 \text{ kN/m}$

- Apoio central

Travessa = $60,00 \text{ kN/m}$

Pilares = $102,00 \text{ kN}$

2.5 Aparelho de apoio

- Apoio $P1=P2=P3$

Os aparelhos de apoio utilizados terão $250 \times 300 \times 42 \text{ mm}$, sendo 3 camadas de elastômero com 8 mm e 4 chapas de aço com 3 mm.

$$\sigma_{\max} = \frac{0,770}{0,25 \times 0,30} = 10,27 \text{ MPa} \rightarrow OK$$



$$k_a = \frac{1000 \times 0,25 \times 0,30}{3 \times 0,008} = 3125 \text{ kN / m por aparelho de apoio}$$

2.6 Rigidez longitudinal

- Blocos/Pilares (Diâmetro = 100cm)

$$P1=P3: k_p = \infty$$

$$P2: k_p = \frac{3 \times 26072 \times 0,049}{5,20^3} = 27257 \text{ kN / m}$$

- Conjunto apoio + aparelho de apoio

$$P1=P3: \frac{1}{k_L} = \frac{1}{\infty} + \frac{1}{5 \times 3125} \rightarrow k_L = 15625 \text{ kN / m}$$

$$P2: \frac{1}{k_L} = \frac{1}{2 \times 27257} + \frac{1}{10 \times 3125} \rightarrow k_L = 19863 \text{ kN / m}$$

2.7 Rigidez transversal

- Pórticos

A rigidez transversal dos pórticos foi obtida através do software de análise estrutural "Ftool".

$$P1=P3: k_{pt} = \infty$$

$$P2: k_{pt} = 193723 \text{ kN / m}$$

- Conjunto pilar + aparelho de apoio

$$P1=P3: \frac{1}{k_T} = \frac{1}{5 \times 3125} \rightarrow k_L = 15625 \text{ kN / m}$$

$$P2: \frac{1}{k_T} = \frac{1}{193723} + \frac{1}{10 \times 3125} \rightarrow k_L = 26909 \text{ kN / m}$$

2.8 Forças horizontais longitudinais

- Frenagem e aceleração



$$F = 0,05 \times 5 \times 8,00 \times 50,00 = 100,00 \text{ kN} < 135,00 \text{ kN}$$

$$P1=P3: H_L = 135 \times \frac{15625}{51113} = 41,27 \text{ kN / apoio}$$

$$P2: H_L = 135 \times \frac{19863}{51113} = 52,46 \text{ kN / apoio}$$

- Temperatura e retração (P1 ao P3): $\Delta T = 36^\circ\text{C}$ (PDN = 24,05m à direita do apoio P1)

$$P1=P3: H_L = 15625 \times 36 \times 10^{-5} \times 24,05 = 135,28 \text{ kN / apoio}$$

- Somatório de forças horizontais longitudinais

$$P1=P3: H_L = 41,27 + 135,28 = 176,55 \text{ kN / apoio}$$

$$P2: H_L = 52,46 \text{ kN / apoio}$$

2.9 Forças horizontais transversais

- Vento: $H_w = 50,00 \times 2,60 \times 1,50 = 195,00 \text{ kN}$

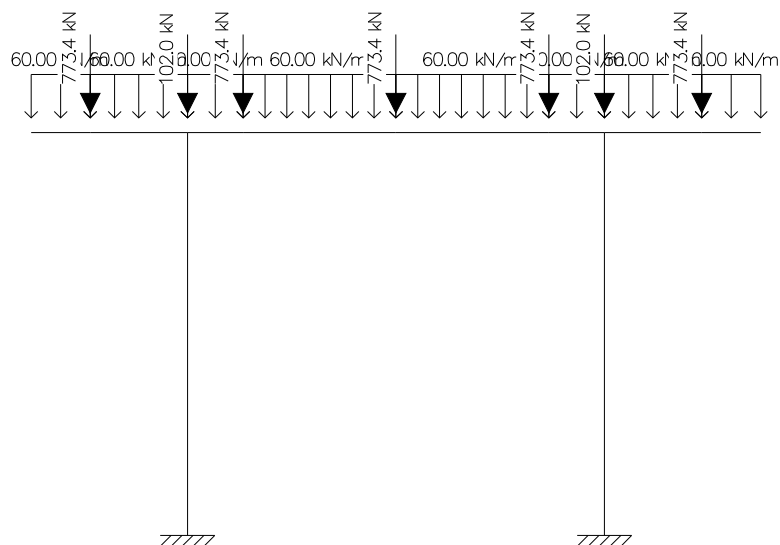
$$P1=P3: H_v = 195 \times \frac{15625}{58159} = 52,39 \text{ kN / apoio}$$

$$P2: H_v = 195 \times \frac{26909}{58159} = 90,22 \text{ kN / apoio}$$

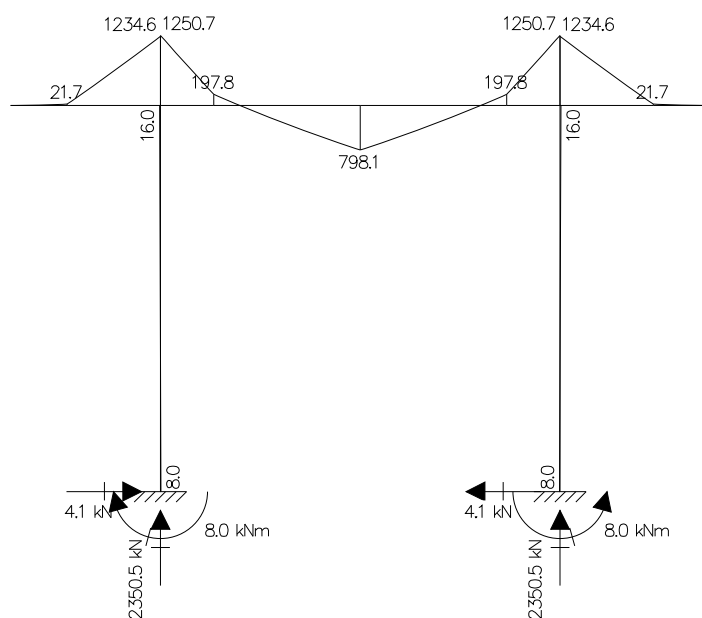
2.10 Esforços nos pórticos

2.10.1 Pórtico P2

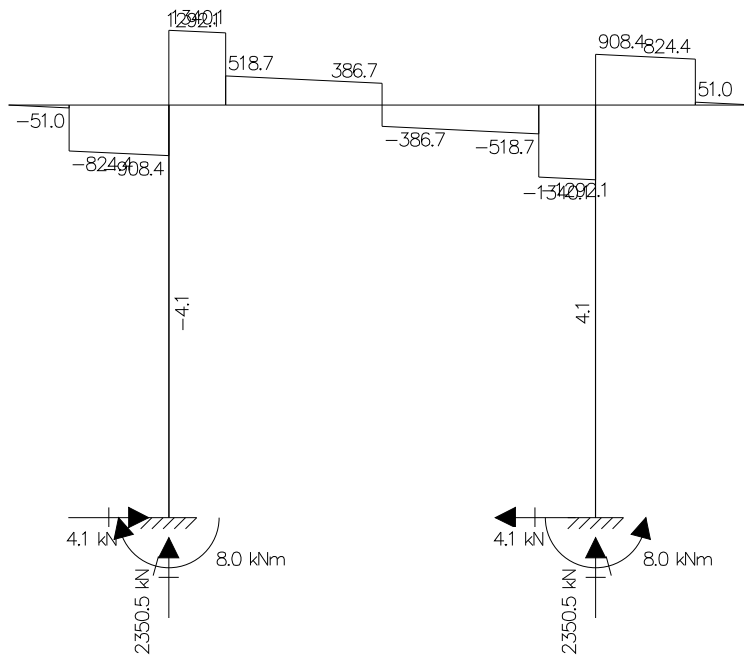
- Cargas permanentes



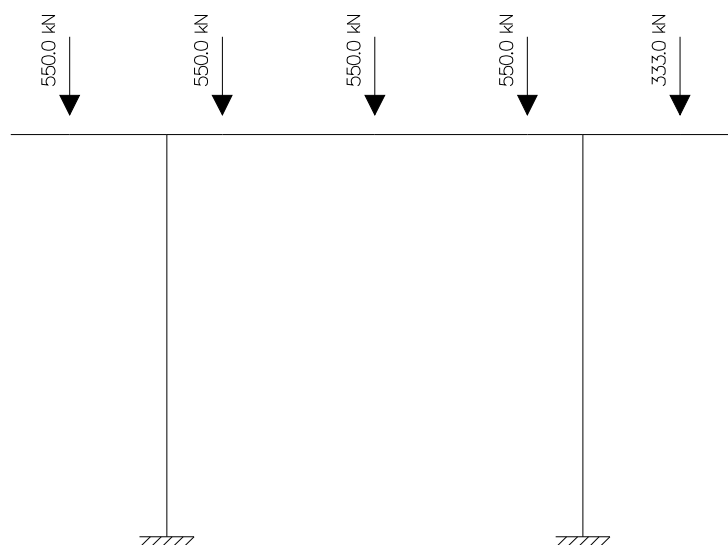
- Momentos fletores



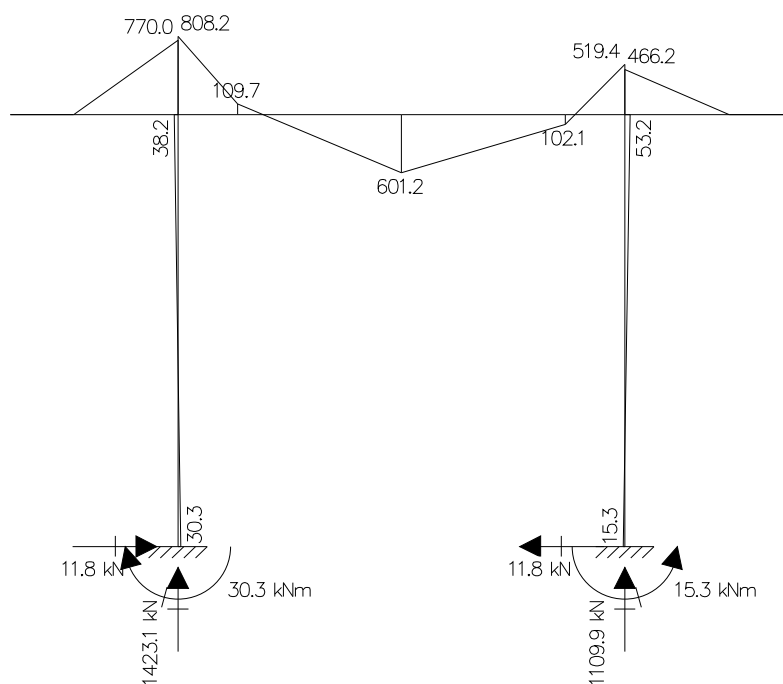
- Esforços cortantes



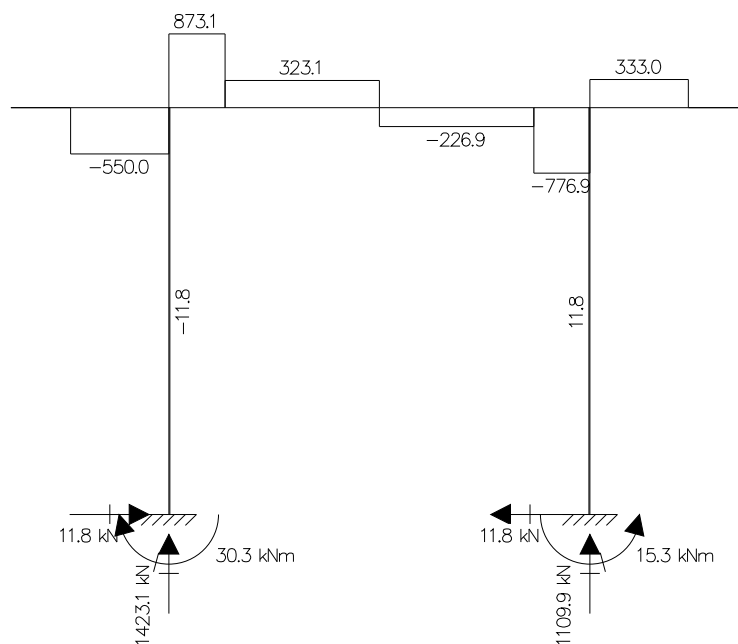
- Cargas móveis (Hipótese 1)



- Momentos fletores

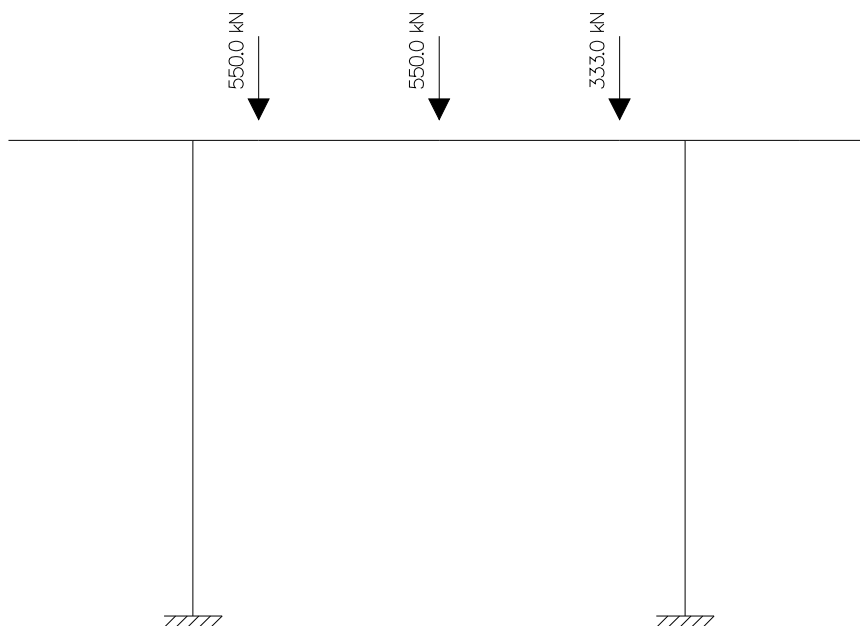


- Esforços cortantes

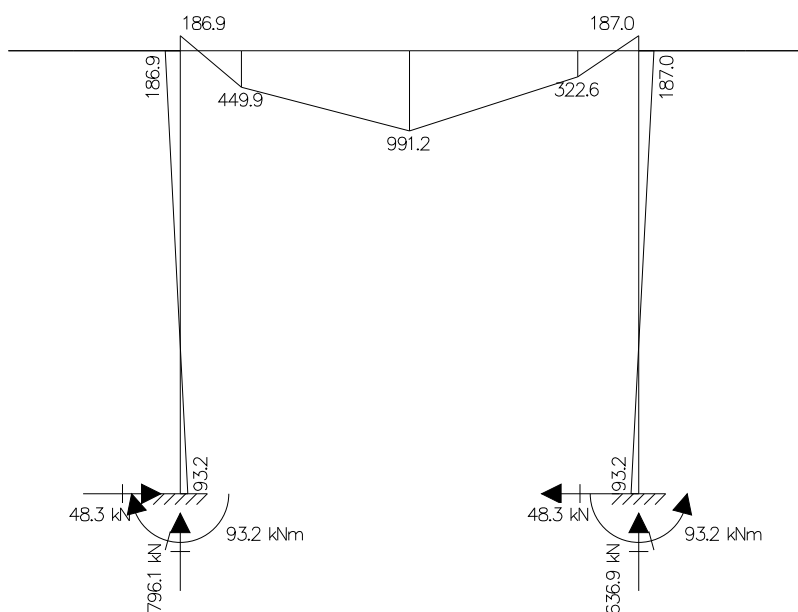




- Cargas móveis (Hipótese 2)

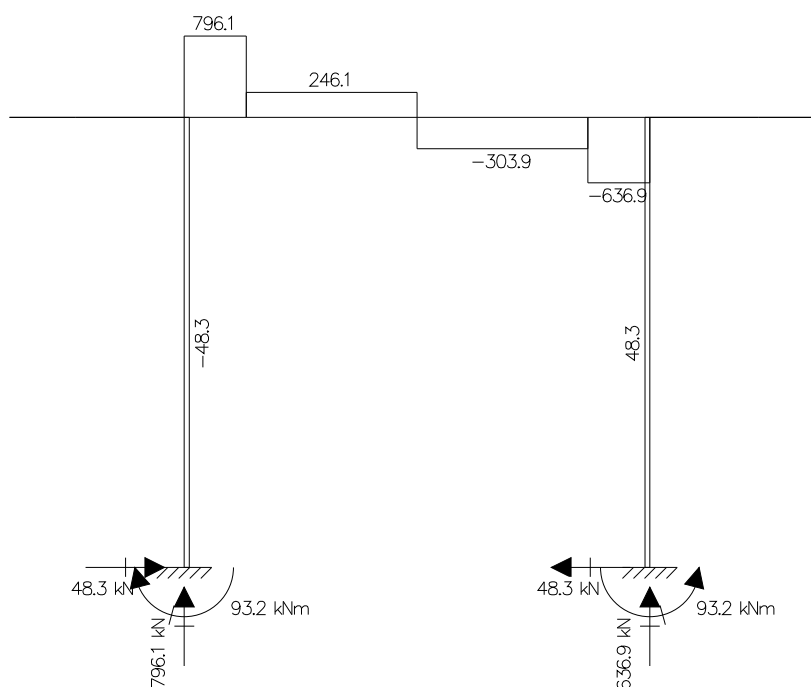


- Momentos fletores

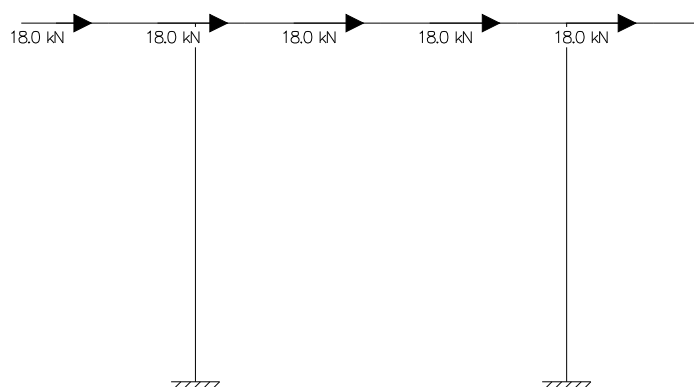




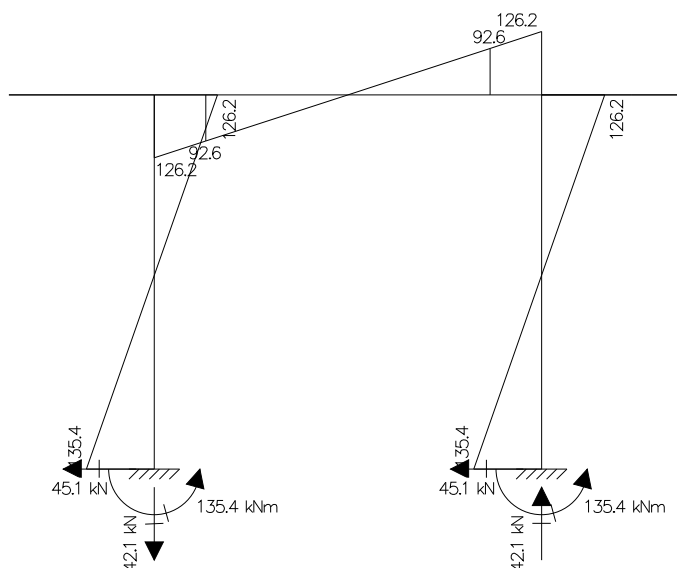
- Esforços cortantes



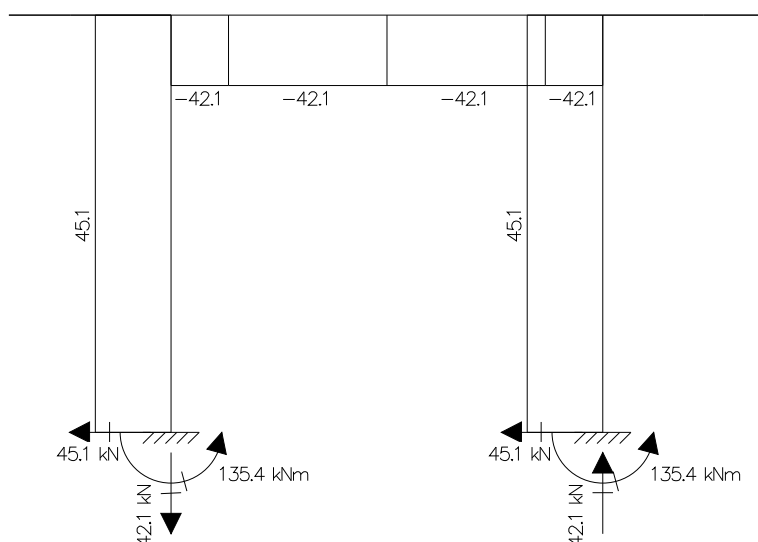
• Vento



- Momentos fletores



- Esforços cortantes



2.11 Dimensionamento travessa P2

- Apoios E1=E2

$$M_d^- = 1,35 \times 1251 + 1,50 \times 934 = 3089,85 \text{ kN.m} = 308985 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{200 \times 113,5^2}{308985} = 8,34 \rightarrow A_s^- = 65,06 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 36,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 13\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 798 + 1,50 \times 991 = 2563,80 \text{ kN.m} = 256380 \text{ kN.cm}$$



$$k_c = \frac{200 \times 113,5^2}{256380} = 10,05 \rightarrow A_s^+ = 53,53 \text{ cm}^2 > A_{s\min} = 36,00 \text{ cm}^2 \rightarrow 11\phi 25,0$$

$$V_d = 1,35 \times 1340 + 1,5 \times 915 = 3182 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 2,00 \times 1,13 = 11507 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 2,00 \times 1,13 = 1964 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 3182 - 1964 = 1218 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{1,218}{0,9 \times 435 \times 1,13} = 0,002753 \text{ m}^2 / \text{m} = 27,53 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{sw\min} = 23,18 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$Adotado \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.17 (6 ramos)}$$

$$A_{spele} = 0,10 \times 200 = 20,00 \text{ cm}^2 / \text{m} > 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.16}$$

2.12 Dimensionamento pilar P2

Armação: 16 ϕ 16 mm ($A_s = 32.17 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 7854 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 50 \text{ cm}$

$y_{cg} = 50 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 4908739 \text{ cm}^4$

$I_y = 4908739 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.41 \%$

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

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

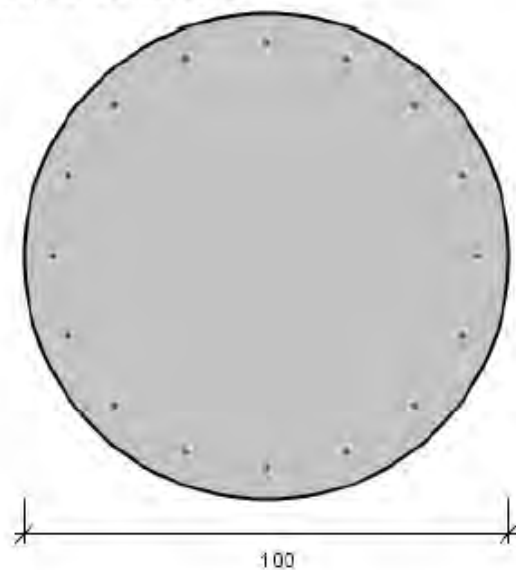
Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 520 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 42$

$\lambda_y = 42$

Seção Transversal:



Estribos: $\phi 5,0 \text{ c.15}$

Consideramos as combinações da seguinte forma:

$$F_d = 1,35 \times F_g + 1,50 \times F_q$$

$$F_d = 1,00 \times F_g + 1,50 \times F_q$$

$$F_d = 1,35 \times F_g + 1,00 \times F_q$$

O software utilizado, PCalc, utiliza um coeficiente único. Para esse coeficiente, adotamos 1,4. Portanto, faremos a combinação apresentada acima, dividindo por 1,4, obtendo o valor característico que será usado no software.

	P2	
	Hip 1	Hip 2
N_g	2351	2351
N_q	1465	838
N_k	3837	3165
M_{Ttg}	16	16
M_{Ttq}	164	313
M_{Ttk}	133	347
M_{Tbg}	8	8
M_{Tbq}	166	229
M_{Tbk}	183	251
M_{Lk}	304	304

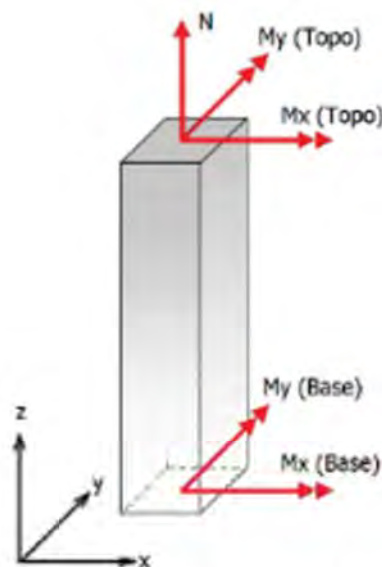


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{kx}(Topo)$	$M_{ky}(Topo)$	$M_{kx}(Base)$	$M_{ky}(Base)$
1	-3837	133	0	183	304
2	-3165	347	0	251	304

Tabela: Combinação de esforços, Unidades [kN, kN.m]

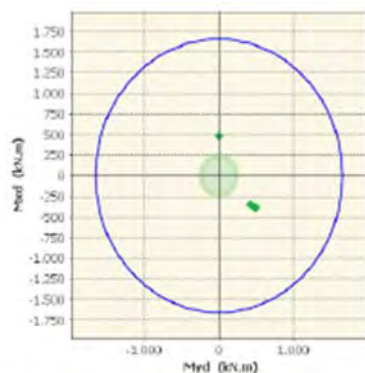


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

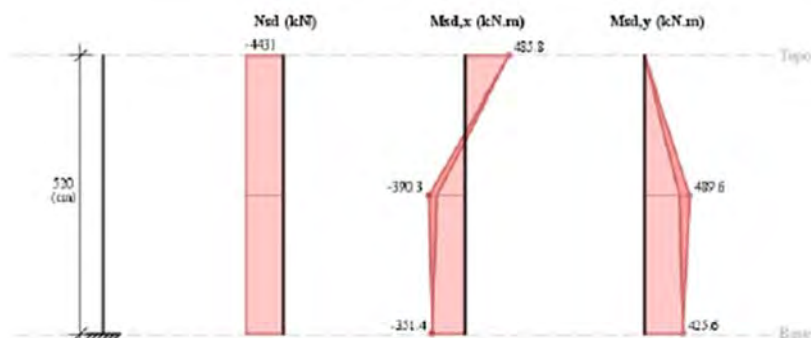


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

Determinação dos efeitos locais de 2ª Ordem (Método pilar-padrão com rigidez α aproximada)

Momentos em torno do eixo x:

O momento total em torno da direção x é calculado pela expressão:

$$M_{d, tot, x} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 390.3 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_y = 5 \times 1 = 5 \text{ m};$$

$$B = h_y^2 N_{vd} - (N_{vd} \ell_c^2) / 320 - 5 h_y \alpha_b M_{d1, A} = 1^2 \times 4431 - (4431 \times 10.4^2) / 320 - 5 \times 1 \times 0.85 \times -351.4 = 4426.772 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{vd} h_y^2 \alpha_b M_{d1, A} = -4431 \times 1^2 \times 0.85 \times -351.4 = -1323495.39 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0.80 + 0.20 M_c / M_A = 0.80 + 0.20 (67.2) / -351.4 = 0.76175, \alpha_b \geq 0.85.$$

Momentos em torno do eixo y:

O momento total em torno da direção y é calculado pela expressão:

$$M_{d, tot, y} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 489.6 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_x = 5 \times 1 = 5 \text{ m};$$

$$B = h_x^2 N_{vd} - (N_{vd} \ell_c^2) / 320 - 5 h_x \alpha_b M_{d1, A} = 1^2 \times 4431 - (4431 \times 10.4^2) / 320 - 5 \times 1 \times 0.9 \times 425.6 = 1018.122 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{vd} h_x^2 \alpha_b M_{d1, A} = -4431 \times 1^2 \times 0.9 \times 425.6 = 1697250.24 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0.80 + 0.20 M_c / M_A = 0.80 + 0.20 (212.8) / 425.6 = 0.9, \alpha_b \geq 0.85.$$

3 INFRAESTRUTURA

3.1 Blocos P1=P3

3.1.1 Avaliação das cargas nas estacas

a) Para as cargas verticais

$$V_{super} = 386,70 + 166,50 + 217,00 = 770,20 \text{ kN} / \text{par} = 385,10 \text{ kN} / \text{estaca}$$

$$V_{meso} = (57,00 + 15,75 + 30,00) \times 10,50 + 69,70 \times 2 = 1218,28 \text{ kN} / \text{apoio} = 121,83 \text{ kN} / \text{estaca}$$



$$V_{total} = 385,10 + 121,83 = 506,93 \text{ kN / estaca}$$

b) Esforços horizontais

Pressão de solo no encontro = $17,57 \times 9,50 = 166,91 \text{ kN/apoio}$

Frenagem e aceleração = $41,27 \text{ kN/apoio}$

Temperatura e retração = $135,28 \text{ kN/apoio}$

Somatória dos esforços = $343,46 \text{ kN/apoio} = 34,35 \text{ kN/estaca}$

c) Momentos

Devido as cargas verticais das cortinas = $(15,75 + 30,00) \times 9,70 \times 0,80 = 355,02 \text{ kN.m}$

Devido a pressão de solo = $166,91 \times 0,84 = 140,20 \text{ kN.m}$

Devido a frenagem e deformação = $(41,27 + 135,28) \times 1,20 = 211,86 \text{ kN.m}$

Momento resultante = $355,02 - 140,20 - 211,86 = 2,96 \text{ kN.m}$

d) Cargas máximas nas estacas

$$V_{máx} = 506,93 + \frac{2,96}{1,20} = 509,40 \text{ kN}$$

3.1.2 Armadura transversal, sobre cada par de estacas

$$M_d = 1,40 \times 0,60 \times 509,40 = 427,90 \text{ kN.m}$$

$$k_c = \frac{60 \times 113^2}{42790} = 17,90 \rightarrow A_s^- = 8,86 \text{ cm}^2 < A_{s\min} = 10,35 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 16,0$$

Entre as linhas de estacas, usaremos: $\phi 10,0 \text{ c}15$

3.1.3 Armadura longitudinal do bloco corrido

Na direção longitudinal do bloco, utilizaremos armadura mínimas, tanto na face superior quanto na inferior.

$$A_{s\min} = 32,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 16\phi 16,0$$



Usaremos armaduras mínimas de cisalhamento nos blocos, considerando-os como vigas:

$$A_{sw\min} = 22,02 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0\text{c}14 \text{ (4 ramos)}$$

3.2 Blocos P2

Cargas verticais:

Peso próprio do bloco = 205 kN
 Peso próprio da viga = 29 kN
 Solo sobre a infra = 0 kN
 Peso da infra por pilar = 219 kN
 Cargas da meso (máx) = 3816 kN
 Cargas da meso (mín) = 2351 kN

Forças horizontais:

Longitudinal = 52 kN/pilar
 Empuxo do solo = 0 kN/pilar
 Transversal = 90 kN/apoio

Alturas dos centros elásticos

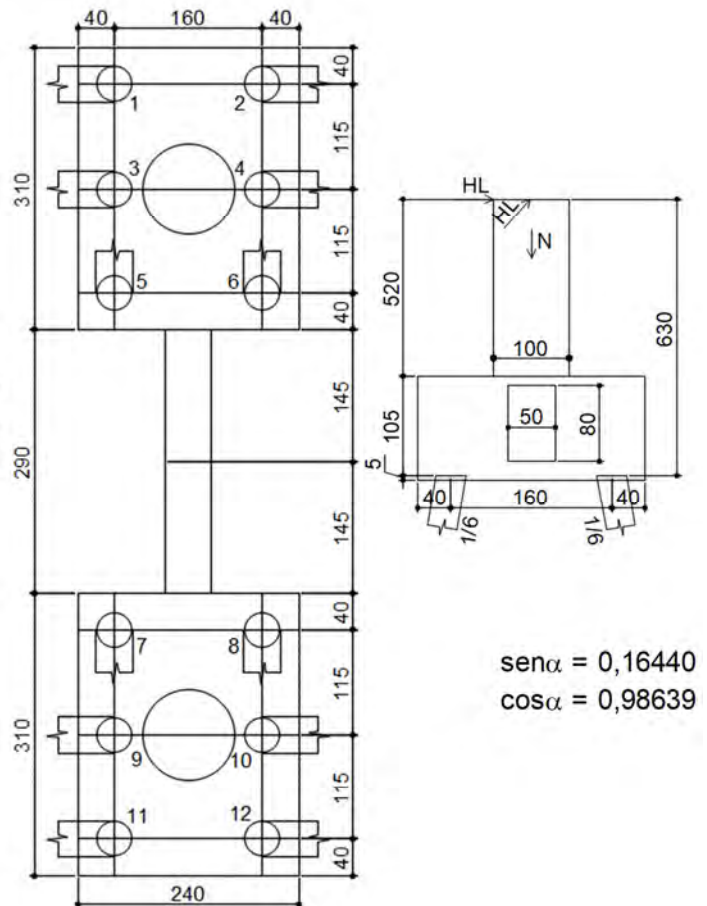
$e_L = 1,60 \text{ m}$ $\alpha = 9,46$
 $e_T = 3,70 \text{ m}$
 inclinação = 0,167

Direção longitudinal = 4,80 m
 Direção transversal = 11,10 m

Cálculo das cargas na estacas

Hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical $V = 4035 \text{ kN/pilar}$



$$\sin \alpha = 0,16440$$

$$\cos \alpha = 0,98639$$



$$J_v = 5,8378$$

$$F = 681,79 \text{ kN} \quad F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}=F_{11}=F_{12} 681,79 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 52 \text{ kN/pilar}$
 0 kN/pilar

$$J_{HL} = 0,1081 \quad \text{Total} = 52 \text{ kN/pilar}$$

$$F = 79,775 \text{ kN} \quad F_1=F_3=F_9=F_{11} = -79,78 \text{ kN}$$

$$F_2=F_4=F_{10}=F_{12} = 79,78 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal $H_T = 90 \text{ kN/apoio}$

$$J_{HT} = 0,1081$$



$$F = 137,20 \text{ kN} \quad F5=F6 = -137,20 \text{ kN} \\ F7=F8 = 137,20 \text{ kN}$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal 52 kN/pilar
 0 kN/pilar
 Total = 52 kN/pilar

$$h = 6,30 \text{ m} \quad r_i = 0,8 \\ \Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 1,245$$

$$M_L = 78,69 \text{ kN.m}$$

$$F = 50,55 \text{ kN} \quad F5=F7 = -50,55 \text{ kN} \\ F6=F8 = 50,55 \text{ kN}$$

e) Devido ao momento causado pela força transversal 90 kN/apoio

$$h = 6,30 \text{ m} \quad \Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 102,055$$

$$M_T = -433,06 \text{ kN.m}$$

$$F1=F2 = 17,61 \text{ kN} \quad F3=F4 = 12,73 \text{ kN} \\ F11=F12 = -17,61 \text{ kN} \quad F9=F10 = -12,73 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$$\begin{array}{ll} F1 = 619,63 \text{ kN} & F2 = 779,18 \text{ kN} \\ F3 = 614,75 \text{ kN} & F4 = 774,30 \text{ kN} \\ F5 = 494,05 \text{ kN} & F6 = 595,14 \text{ kN} \\ F7 = 768,44 \text{ kN} & F8 = 869,54 \text{ kN} \\ F9 = 589,29 \text{ kN} & F10 = 748,84 \text{ kN} \\ F11 = 584,41 \text{ kN} & F12 = 743,96 \text{ kN} \end{array} \quad \text{Carga máxima} = 869,54 \text{ kN}$$

Hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical $V = 2570 \text{ kN/pilar}$

$$J_v = 5,8378$$

$$F = 434,26 \text{ kN} \quad F1=F2=F3=F4=F5=F6=F7=F8=F9=F10=F11=F12 = 434,26 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 52 \text{ kN/pilar}$
 0 kN/pilar

$$J_{HL} = 0,1081 \quad \text{Total} = 52 \text{ kN/pilar}$$

$$F = 79,78 \text{ kN} \quad F1=F3=F9=F11 = -79,78 \text{ kN} \\ F2=F4=F10=F12 = 79,78 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal $H_T = 90 \text{ kN/apoio}$

$$J_{HT} = 0,1081$$

$F = 137,20 \text{ kN}$
 $F_5 = F_6 = -137,20 \text{ kN}$
 $F_7 = F_8 = 137,20 \text{ kN}$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal	52 kN/pilar
	0 kN/pilar
Total =	52 kN/pilar

$$\begin{aligned} h &= 6,30 \text{ m} & r_i &= 0,80 \\ \Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha &= 1,245 \end{aligned}$$
$$M_L = 78,69 \text{ kN.m}$$

$F = 50,55 \text{ kN}$
 $F_5 = F_7 = -50,55 \text{ kN}$
 $F_6 = F_8 = 50,55 \text{ kN}$

e) Devido ao momento causado pela força transversal 90 kN/apoio

$$h = 6,30 \text{ m} \quad \Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 102,055$$
$$M_T = -433,06 \text{ kN.m}$$
$$\begin{array}{ll} F_1=F_2 = & 19,52 \text{ kN} \\ F_{11}=F_{12} = & -19,52 \text{ kN} \end{array} \quad \begin{array}{ll} F_3=F_4 = & 14,43 \text{ kN} \\ F_9=F_{10} = & -14,43 \text{ kN} \end{array}$$

f) Superposição dos efeitos

F1 =	374,00 kN	F2 =	533,55 kN	
F3 =	368,91 kN	F4 =	528,46 kN	Carga mínima = 246,51 kN
F5 =	246,51 kN	F6 =	347,61 kN	
F7 =	520,91 kN	F8 =	622,00 kN	
F9 =	340,06 kN	F10 =	499,61 kN	
F11 =	334,96 kN	F12 =	494,51 kN	

Cálculo dos blocos

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $h = 110 \text{ cm}$

a) Direção longitudinal	bw =	310 cm
	W ₀ =	0,517 m ³
ML = 1864 kN.m	f _{ctk,sup} =	3,765 MPa
M _{ld} = 2610 kN.m	M _{d,min} =	1556 kN.m
cob = 4,50 cm	kc =	12,602
d = 103 cm	ks =	0,0236
ASL = 59,80 cm ²	A _{smin} =	48,83 cm ²

Adotado: $21 \phi 20,0$



b) Direção transversal			$b_w =$	240 cm
			$W_0 =$	0,400 m ³
$M_L =$	1858 kN.m		$f_{ctk,sup} =$	3,765 MPa
$M_{Ld} =$	2601 kN.m	>	$M_{d,min} =$	1205 kN.m
$cob =$	4,50 cm	$k_c =$	9,599	
$d =$	102 cm	$k_s =$	0,0237	
$A_{SL} =$	60,44 cm ²	>	$A_{smin} =$	37,80 cm ²

Adotado: 20 ϕ 20,0

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$A_{sc} =$	12,02 cm ²	por direção	
$A_{sc} =$	6,01 cm ²	em cada face	Adotado: 5 ϕ 12,5

Viga de rigidez entre os blocos

Momento transversal no pé do pilar = 174,0 kN.m

Cargas sobre a viga:	Peso próprio =	10,0 kN/m
	Solo =	5,0 kN/m
	Total =	15,0 kN/m

a) Dimensionamento à flexão

		$b_w =$	50 cm	$h =$	80 cm
$M =$	189,8 kN.m	$cob =$	4,50 cm	$d =$	74,4 cm
$M_{sd} =$	256,2 kN.m	>	$M_{dmin} =$	160,7 kN.m	
$k_c =$	17,21	$k_s =$	0,0234		
$A_s =$	8,06 cm ²	$A_{smin} =$	6,00 cm ²	Adotado:	4 ϕ 16,0

b) Esforço cortante

$A_{sw min} =$	5,79 cm ² /m	Adotado:	ϕ 8,0 c. 17 ← 2 ramos
----------------	-------------------------	----------	----------------------------

c) Armadura de pele

$A_s =$	5,00 cm ²	Adotado:	ϕ 10,0 c. 16
---------	----------------------	----------	-------------------



3.3 Dimensionamento geotécnico das estacas

Para a definição da solução de fundação a ser utilizada no Viaduto de Palmeirinha, foram consideradas as sondagens mistas SM-09 a SM-10.

Considerando os perfis estratigráficos apresentados nos boletins individuais das sondagens representativas da região, a solução em fundação direta foi descartada pela baixa capacidade de suporte do solo nos metros iniciais. Dentre as alternativas de estacas tecnicamente viáveis, foram estudadas as alternativas em estacas pré-moldadas e raiz. A primeira foi descartada, pois na camada de solo existente, a estaca não atinge a capacidade de carga necessária para suporte do esforço axial. Desta forma, adotamos a solução em estacas tipo raiz com 400 mm de diâmetro em solo e 310mm em rocha. O comprimento delas será avaliado individualmente por apoio, pelo método Decourt-Quaresma. A carga necessária de suporte, obtida pelo dimensionamento estrutural, é de **509 kN** nos apoios P1 e P3, e **870 kN** no apoio P2. Após o término das camadas de solo, os primeiros 5,00m de rocha são extremamente fraturadas. Por isto, adotaremos um comprimento mínimo em rocha de 5,00m, apoiando a ponta da estaca em rocha sã.

- Apoio P1 (SM-09)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²



RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	0	13	10			
2	7	42	42	120	4	46
3	4	29	64	120	5	70
4	3	25	84	120	4	88
5	4	29	106	120	5	111
6	5	34	132	120	22	154
7	50	172	264	400	132	396
8	50	172	397	400	188	585
9	50	172	529	400	188	718
10	50	172	662	400	188	850
11	50	172	794	200	94	888



Comprimento em solo

Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

- Apoio P2 (SM-09)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²

RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	4	29	23			
2	5	34	48	120	22	71
3	50	172	181	400	132	313
4	50	172	313	400	188	502
5	50	172	445	400	188	634
6	50	172	578	400	188	766
7	50	172	710	400	188	899



Comprimento em solo

Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada



- Apoio P2 (SM-10)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²

RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	NSPT	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	7	42	32			
2	19	92	103	120	29	132
3	50	172	235	400	150	385
4	50	172	368	400	188	556
5	50	172	500	400	188	689
6	50	172	633	400	188	821
7	50	172	765	400	188	953

50

	Comprimento em solo
	Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

- Apoio P3 (SM-10)

Parâmetro das estacas raiz d= 40cm em solo	
Área lateral	1,26 m ² /m
Área ponta	0,13 m ²
Parâmetro das estacas raiz d= 31cm em rocha	
Área lateral	0,97 m ² /m
Área ponta	0,08 m ²



RESISTÊNCIAS						
Cotas (m)	N _{SPT}	R _L a cada metro (kN)	R _L acumulada/1,3 (kN)	C (kPa)	R _{p/4} (kN)	R (kN)
1	0	13	10			
2	0	13	19	120	2	22
3	6	38	48	120	3	51
4	2	21	64	120	5	69
5	4	29	87	120	4	91
6	5	34	113	120	5	118
7	4	29	135	120	6	141
8	7	42	168	120	11	179
9	19	92	238	120	29	267
10	50	172	371	400	150	520
11	50	172	503	200	94	597
12	50	172	635	200	94	730
13	50	172	768	200	94	862
14	50	172	900	200	72	972



Comprimento em solo

Comprimento final, com no mínimo 5 metros em rocha fraturada

3.4 Dimensionamento estrutural das estacas

3.4.1 Apoio P1=P3

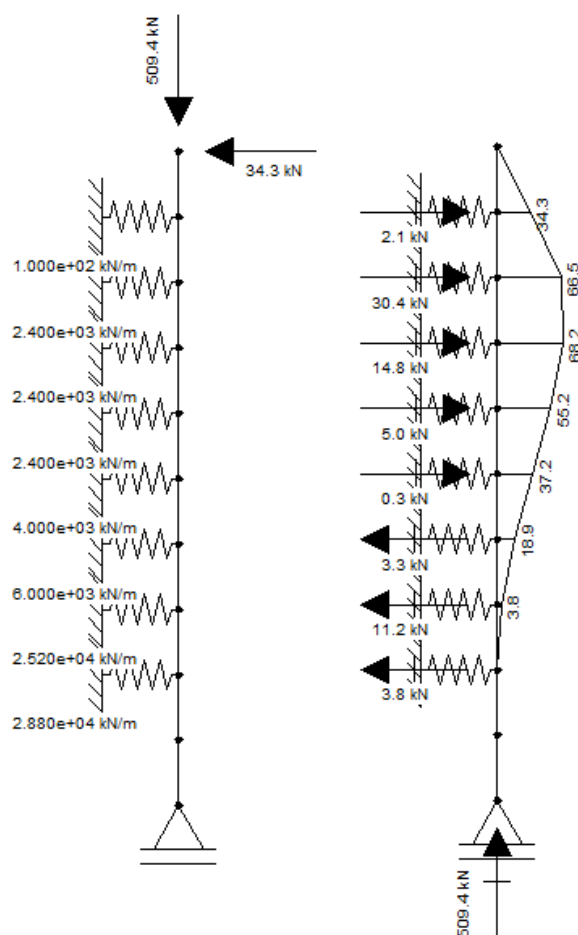
Os esforços nas estacas foram avaliados, adotando coeficientes de mola no solo, baseados nas sondagens SM-09 e SM-10.

SM-09					
z (m)	SPT	Solo	m (tf/m ⁴)	Crh (tf/m ³)	Kh (tf/m)
1	0	Argila	25	25	10
2	7	Argila	300	600	240
3	4	Argila	200	600	240
4	3	Argila	150	600	240
5	4	Argila	200	1000	400
6	5	Argila	250	1500	600
7	30	Alteração de rocha	900	6300	2520
8	30	Alteração de rocha	900	7200	2880



SM-10					
z (m)	SPT	Solo	m (tf/m ⁴)	Crh (tf/m ³)	Kh (tf/m)
1	0	Argila	25	25	10
2	0	Argila	25	50	20
3	6	Argila	300	900	360
4	2	Argila	112,5	450	180
5	4	Argila	200	1000	400
6	4	Argila	200	1200	480
7	4	Argila	200	1400	560
8	7	Argila	333	2664	1065,6
9	19	Argila	640	5760	2304
10	30	Alteração de rocha	900	9000	3600
11	30	Alteração de rocha	900	9900	3960

- Esforços e dimensionamento apoio P1

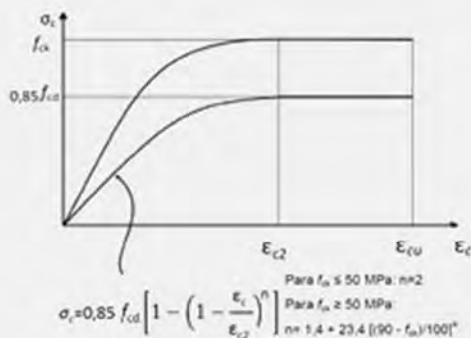


Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{ck} = 20$ MPa

$\gamma_c = 1.4$



Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{yk} = 500$ MPa

$E_s = 210$ GPa

$\gamma_s = 1.15$



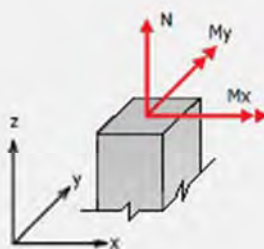
Coefficiente de ponderação:

$\gamma_f = 1.4$

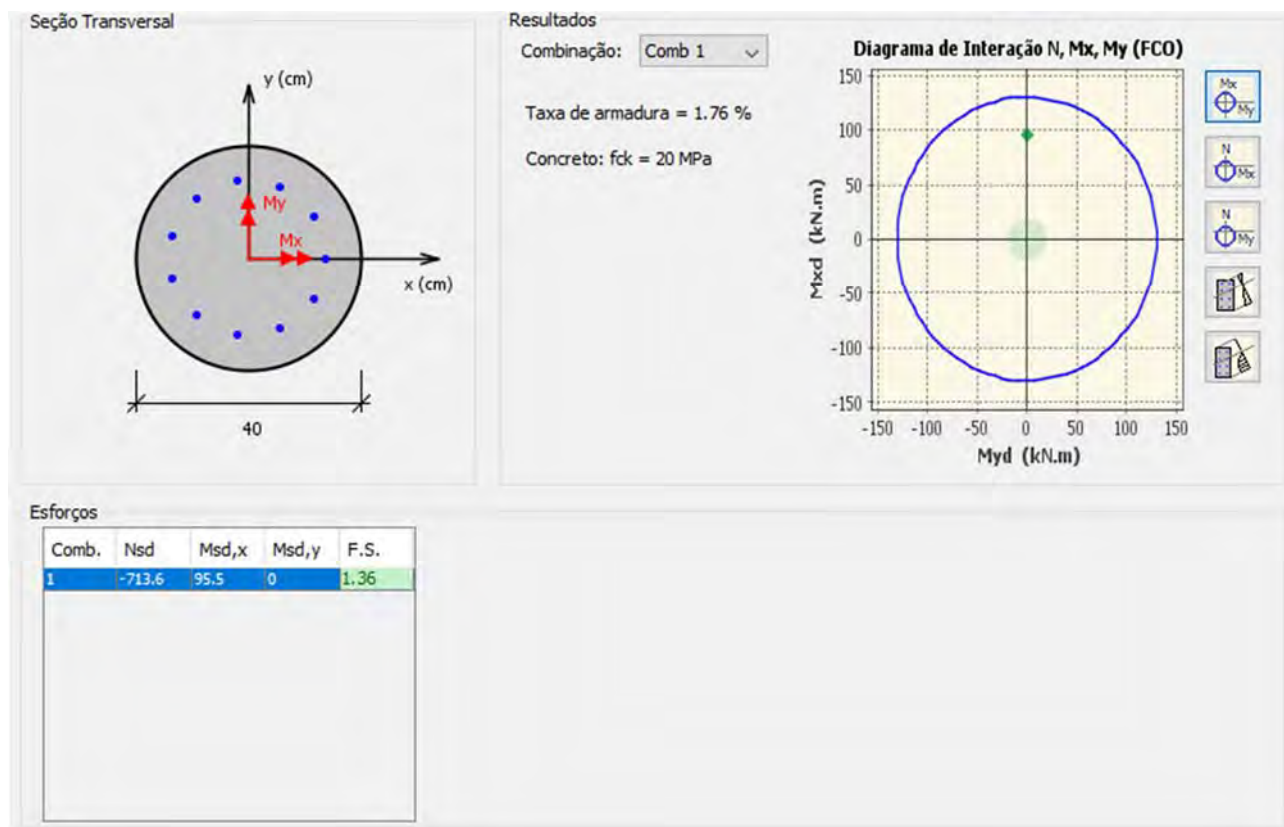


Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-509.7	68.2	0



(N < 0 para compressão)



Armadura adotada: 11 ϕ 16,0

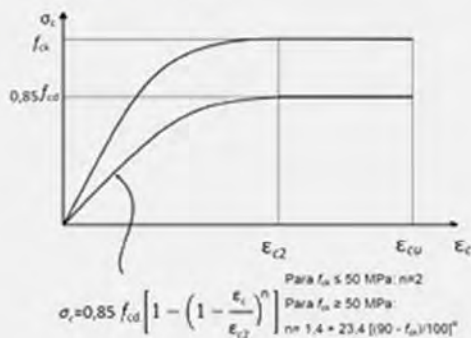
- Dimensionamento apoio P2

Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{ck} = 20$ MPa

$\gamma_c = 1.4$



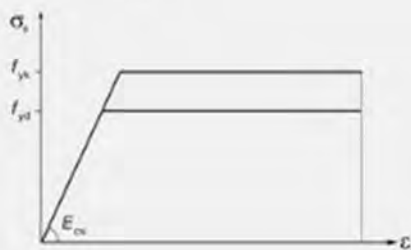
Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{yk} = 500$ MPa

$E_s = 210$ GPa

$\gamma_s = 1.15$



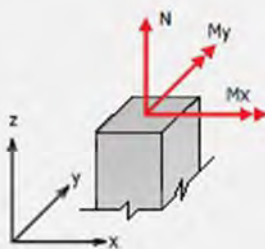
Coefficiente de ponderação:

$\gamma_f = 1.4$

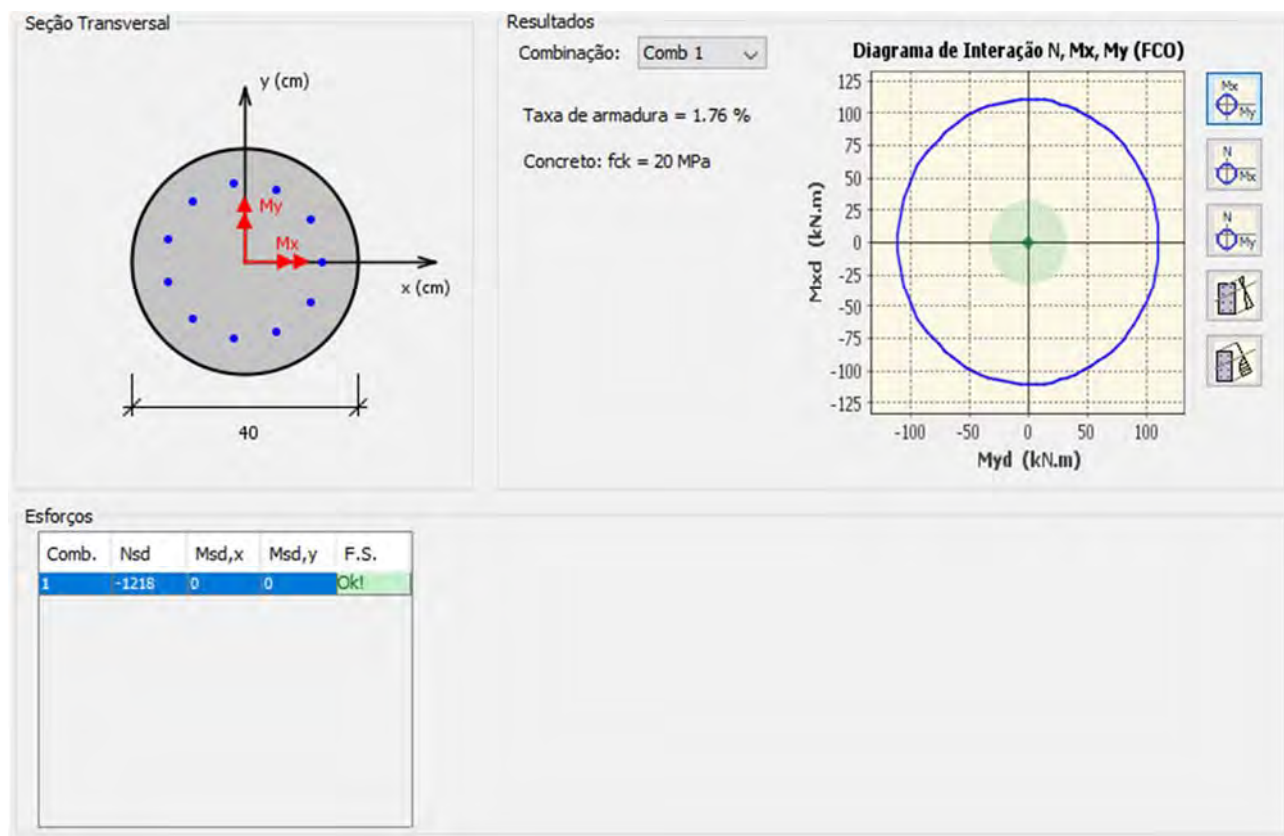


Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-870	0	0

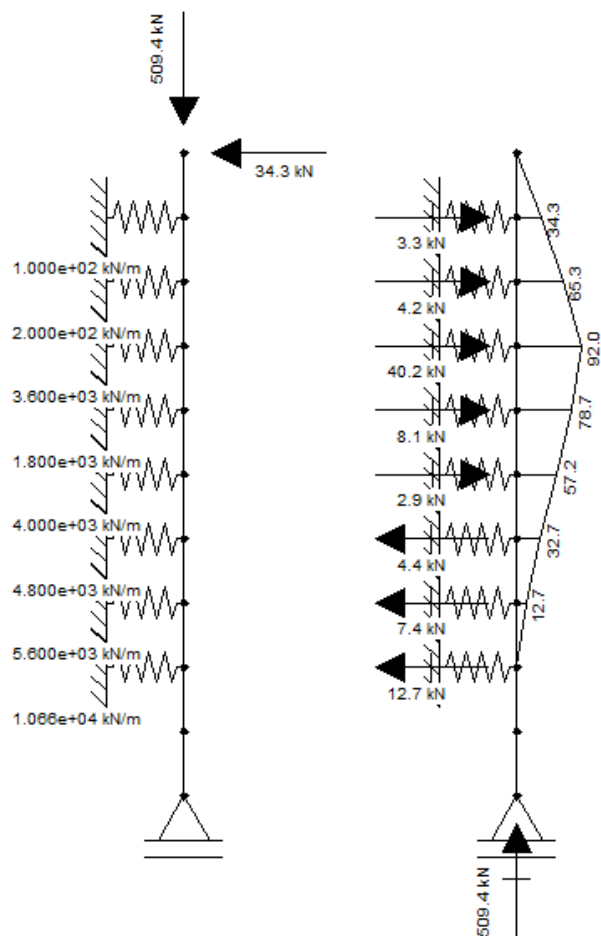


(N < 0 para compressão)



Armadura adotada: 11 ϕ 16,0

- Esforços e dimensionamento apoio P3

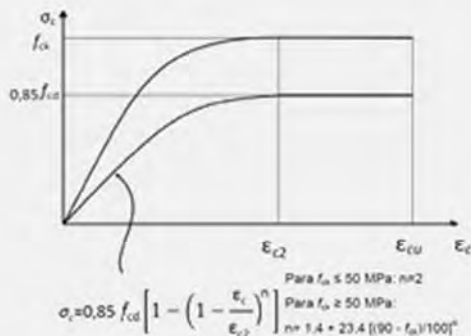


Concreto

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{ck} = 20$ MPa

$\gamma_c = 1.4$



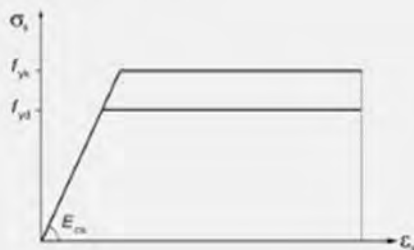
Aço

Diagrama tensão-deformação NBR6118 (2013):

$f_{yk} = 500$ MPa

$E_s = 210$ GPa

$\gamma_s = 1.15$



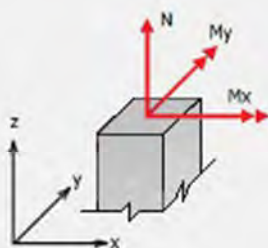
Coefficiente de ponderação:

$\gamma_f = 1.4$

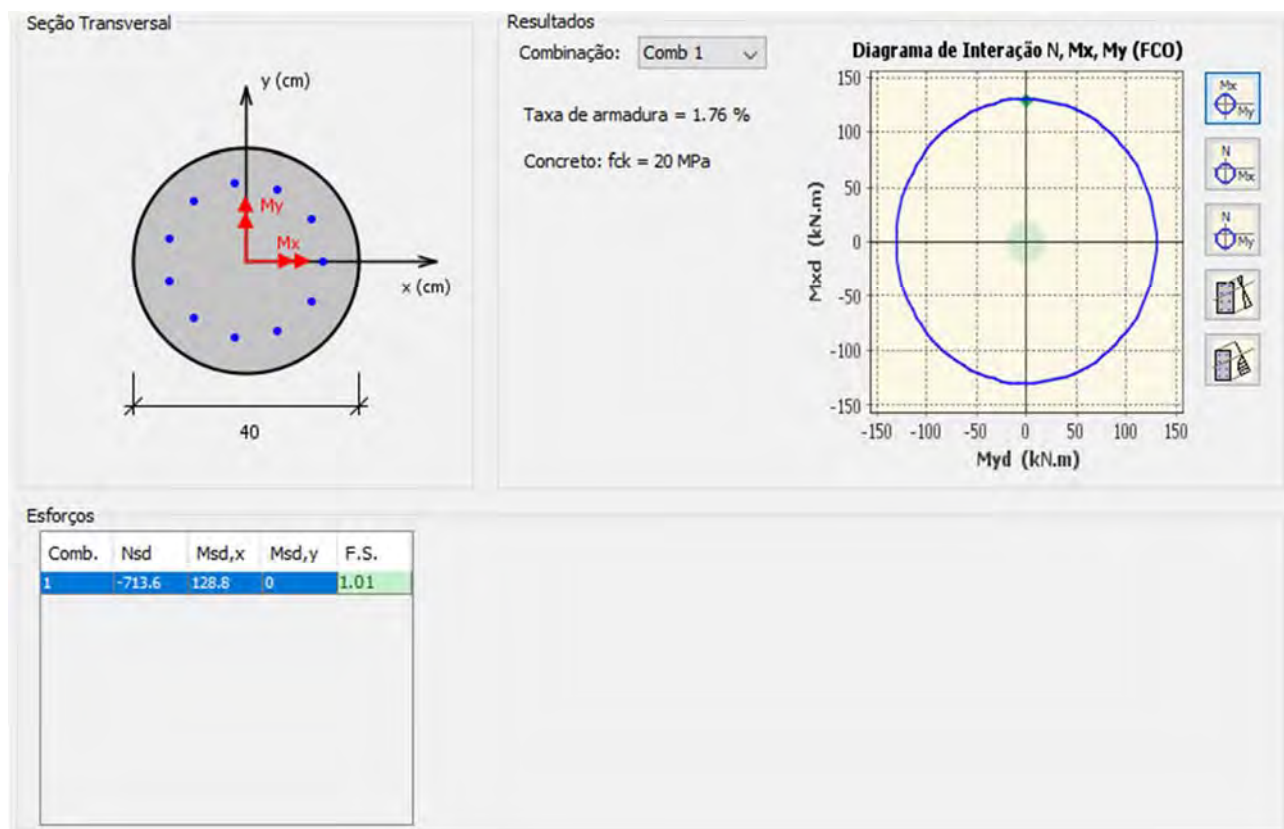


Unidades: [kN, kN.m]

Combinação	Nsk	Msk,x	Msk,y
1	-509.7	92	0



(N < 0 para compressão)



Armadura adotada: 11 ϕ 16,0

3.5 Dimensionamento embutimento em rocha das estacas

Para o cálculo da capacidade de carga da estaca embutida em rocha, iremos considerar o método de Cabral-Antunes (2000). Iremos desconsiderar o trecho sobrejacente em solo, devido ao fato de os trechos das estacas executados em rocha apresentarem maior rigidez à deformação quando comparados aos trechos executados em solo e por conta desta característica a carga das estacas acaba sendo absorvida prioritariamente pelos trechos das estacas executados em rocha antes mesmo dos trechos executados em solo serem mobilizados.

Para o cálculo da capacidade de carga, temos que:

$$Q_R = \sigma_p \times A_p + \sigma_l \times U, \text{ sendo:}$$

Q_R : carga de ruptura;

σ_p : resistência de ponta unitária;

A_p : área de ponta da estaca;

σ_l : resistência devido ao atrito lateral;



U : o perímetro embutido em rocha.

- Resistência de ponta unitária

$$\sigma_p = \beta_p \times \sigma_c < 0,40 \times f_{ck} \leq 8MPa$$

TIPO DE ROCHA	β_p	
	Variação	Média
Muito alterada	0,07 a 0,13	0,10
Alterada	0,24 a 0,36	0,30
Pouco alterada a sã	0,48 a 0,60	0,54

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

TIPO DE ROCHA	σ_c (Mpa)
Rochas ígneas e metamórficas(Basaltos, gnaisses e granitos)	70 a 250
Rochas metamórficas foliadas (ardósias e xistos)	40 a 90
Rochas Sedimentares bem cimentadas (Arenitos, calcários e siltitos)	30 a 80

Fonte: Cabral-Antunes (2000).

Considerando basalto, alterado:

$$\sigma_p = 0,30 \times 70 = 21MPa > 8MPa \rightarrow \text{Adotado } 8MPa$$

- Resistência lateral unitária

$$\sigma_l = \frac{f_{ck}}{15} \text{ ou } \sigma_p \times 0,035 < 1,33MPa$$

$$\sigma_l = \frac{20}{15} = 1,33$$

$$\sigma_l = 8 \times 0,035 = 0,28MPa \leftarrow \text{Adotado}$$

- Cálculo da capacidade de carga

$$\text{Área de ponta da estaca: } A_p = \pi \times 0,155^2 = 0,075m^2$$

$$\text{Área lateral da estaca, por metro} = U = 2 \times \pi \times 0,155 \times 5 = 4,87m^2$$

$$Q_R = \sigma_p \times A_p + \sigma_l \times U$$

$$Q_R = 8 \times 0,075 + 0,28 \times 4,87 = 1,96MN = 1960kN$$



Considerando que a NBR 6122/2010, estabelece um fator de segurança global para capacidade de carga admissível de fundações profundas, temos:

$$Q_{adm} = \frac{Q_R}{2,0} = \frac{1960}{2} = 980kN \rightarrow 98tf$$

A estaca mais solicitada é a do P2, com 87 tf. Portanto, a estaca apresenta segurança.

FIM



F) MEMÓRIA DE CÁLCULO DE QUANTIDADES PONTE SOBRE O RIO TURVO



1 INFRA E MESOESTRUTURA

1.1 Fornecimento e cravação de estacas raiz

1.1.1 Fornecimento e cravação de estacas raiz diâmetro 40cm, no solo = 372,00m

$$12 \times (18,00 + 13,00) = 372,00 \text{ m}$$

1.1.2 Fornecimento e cravação de estacas raiz diâmetro 31cm, na rocha = 120,00m

$$12 \times 5,00 \times 2 = 120,00 \text{ m}$$

1.1.3 Concreto estrutural fck = 30 MPa - Controle razoável, uso geral - Total = 55,78 m³

$$3,14 \times 0,20^2 \times 372,00 + 3,14 \times 0,155^2 \times 120,00 = 55,78 \text{ m}^3$$

1.1.4 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) - Total = 7.594 kg

1.2 Arrasamento de estacas de concreto com seção superior à 900 cm² - Total = 2,12 m³

$$3,14 \times 0,20^2 \times 0,70 \times 24 = 2,12 \text{ m}^3$$

1.3 Escavação e carga de material de 1ª categoria com escavadeira - Total = 427,68 m³

$$\text{Blocos pórtico P1: } 4,40 \times 10,80 \times 5,00 = 237,60 \text{ m}^3$$

$$\text{Blocos pórtico P2: } 4,40 \times 10,80 \times 4,00 = 190,08 \text{ m}^3$$

1.4 Reaterro de cavas c/ compactação mecânica (compactador manual) - Total = 389,88 m³

$$\text{Blocos pórtico P1: } 237,60 - (2,40 \times 3,10 \times 1,20 \times 2 + 0,50 \times 0,80 \times 2,60) = 218,70 \text{ m}^3$$

$$\text{Blocos pórtico P2: } 190,08 - (2,40 \times 3,10 \times 1,20 \times 2 + 0,50 \times 0,80 \times 2,60) = 171,18 \text{ m}^3$$

1.5 Concreto de regularização, tudo incluído - Total = 3,43 m³

$$2,60 \times 3,30 \times 0,10 \times 4 = 3,43 \text{ m}^3$$

1.6 Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras - Total = 180,23 m²

$$\text{Blocos: } (2 \times 2,40 + 2 \times 3,10) \times 1,10 \times 4 = 48,40 \text{ m}^2$$

$$\text{Viga ligação blocos: } 2,10 \times 2,60 \times 2 = 10,92 \text{ m}^2$$

$$\text{Pilares: } 2 \times 3,14 \times 0,40 \times 1,60 \times 4 = 16,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Travessas: } (4,20 \times 10,60 + 1,20 \times 1,50 \times 2) \times 2 = 96,24 \text{ m}^2$$



Berços: $2,18 \times 1,97 \times 2 = 8,59 \text{ m}^2$

- 1.7 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) -
Total = 6.277 kg

Blocos = 2.220 kg

Pórticos = 3.645 kg

Berços: 412 kg

- 1.8 Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído - Total = 77,33 m³

Blocos: $2,40 \times 3,10 \times 1,10 \times 4 = 32,74 \text{ m}^3$

Viga ligação blocos: $0,50 \times 0,80 \times 2,60 \times 2 = 2,08 \text{ m}^3$

Pilares: $3,14 \times 0,40^2 \times 1,60 \times 4 = 3,22 \text{ m}^3$

Travessas: $1,20 \times 1,50 \times 10,60 \times 2 = 38,16 \text{ m}^3$

Berços: $0,64 \times 0,45 \times 1,97 \times 2 = 1,13 \text{ m}^3$

- 1.9 Aparelho de apoio de neoprene fretado, fornecimento e assentamento, inclusive grauteamento e transporte do neoprene = 57,60 dm³

$3,00 \times 4,00 \times 0,48 \times 10 = 57,60 \text{ dm}^3$

- 1.10 Escoramento e cimbramento (pontes e pontilhões), inclusive fornecimento e transporte das madeiras (pilares e travessa do pórtico) - Total = 88,72 m³

Pórtico P1: $2,20 \times 12,60 \times 1,60 = 44,36 \text{ m}^3$

Pórtico P2: $2,20 \times 12,60 \times 1,60 = 44,36 \text{ m}^3$

2 SUPERESTRUTURA

- 2.1 Formas planas de madeirite meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras – Total = 583,01 m²

Pré-lajes: $0,72 \times 1,89 \times 224 = 304,82 \text{ m}^2$

Lajes: $1,56 \times 38,00 = 59,28 \text{ m}^2$

Transversinas de apoio: $((15,87\text{m}^2 - 0,99\text{m}^2 \times 5) \times 2 + 0,25 \times 7,10 + 0,25 \times 1,49 \times 2) \times 2 = 48,72 \text{ m}^2$

Transversinas de vão: $(15,87\text{m}^2 - 0,49\text{m}^2 \times 5) \times 2 + 0,30 \times 7,10 + 0,30 \times 1,49 \times 2 = 29,86 \text{ m}^2$

Cortinas: $4,99 \times 11,10 \times 2 = 110,78 \text{ m}^2$

Alas: $(2,95\text{m}^2 \times 2 + 3,04 \times 0,40) \times 4 = 28,46 \text{ m}^2$

Cunhas de nivelamento: $(0,45 + 0,64) \times 2 \times 0,05 \times 5 \times 2 = 1,09 \text{ m}^2$

- 2.2 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) -
Total = 11.233 kg

Pré-lajes: 2.393 kg

Lajes: 6.318 kg



Transversinas de apoio: 589 kg

Transversinas de vão: 347 kg

Cortinas: 865 kg

Alas: 688 kg

Cunhas de nivelamento: 33 kg

Pré-lajes, cabo de aço #4,8mm: 24 kg

2.3 Concreto estrutural $f_{ck} = 30,0$ MPa, tudo incluído – Total = 127,90 m³

Pré-lajes tipo: $0,64 \times 1,73 \times 0,08 \times 224 = 19,85$ m³

Lajes: $0,23 \times 11,10 \times 37,40 + 0,016\text{m}^2 \times 37,40 \times 2 - 19,85\text{m}^3 = 76,83$ m³

Transversinas de vão: $(3,08\text{m}^2 \times 4 + 0,55\text{m}^2 \times 2) \times 0,30 = 4,03$ m³

Transversinas de apoio: $((2,58\text{m}^2 \times 4 + 0,30\text{m}^2 \times 2) \times 0,25) \times 2 = 5,46$ m³

Cortinas: $0,76\text{m}^2 \times 11,10 \times 2 = 16,87$ m³

Alas: $0,40 \times 2,95\text{m}^2 \times 4 = 4,72$ m³

Cunhas de nivelamento: $0,45 \times 0,64 \times 0,05 \times 5 \times 2 = 0,14$ m³

2.4 Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 30,80m (5x)

2.4.1 Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras – Total = 700,80 m²

$$(4,50 \times 29,20 + 4,10 \times 0,80 \times 2 + 1,10\text{m}^2 \times 2) \times 5 = 700,80 \text{ m}^2$$

2.4.2 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) - Total = 16.076 kg

Fretagens: 820 kg

Longarinas: 13.409 kg

Cabeças: 1.847 kg

2.4.3 Concreto estrutural $f_{ck} = 40,0$ MPa, tudo incluído – Total = 97,86 m³

$$(0,61\text{m}^2 \times 29,20 + 1,10\text{m}^2 \times 0,80 \times 2) \times 5 = 97,86 \text{ m}^3$$

2.4.4 Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm - fornecimento, preparo e colocação – Total = 3.900 kg

2.4.5 Ancoragem ativa para 10 cordoalhas D = 12,7 mm com placa de ancoragem, bloco, cunhas tripartidas, trombeta e protensão – Total = 30 un

2.4.6 Bainha metálica diâmetro 65 mm para 10 cordoalhas D = 12,7 mm, semirrígida, redonda, com montagem e injeção de nata de cimento – Total = 459,00 m

$$30,60 \times 3 \times 5 = 459,00 \text{ m}$$



2.4.7 Carga, trans., içam. e lançam. de longarina pré-moldada até 50 ton. – Total = 5 un

2.5 Longarinas in-loco de 3,60m (10x)

2.5.1 Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras – Total = 163,10 m²

$$(4,10 \times 0,65 + 4,50 \times 2,65 + 1,10\text{m}^2 + 0,61\text{m}^2) \times 10 = 163,10 \text{ m}^2$$

2.5.2 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) - Total = 3.988 kg

2.5.3 Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído – Total = 23,37 m³

$$(1,10\text{m}^2 \times 0,65 + 0,61\text{m}^2 \times 2,65) \times 10 = 23,37 \text{ m}^3$$

2.6 Carga, trans., içam. e lançam. de pré-lajes até 0,20 ton. – Total = 224 un

2.7 Escoramento e cimbramento (pontes e pontilhões), inclusive fornecimento e transporte das madeiras (superestrutura) – Total = 325,40 m³

$$\text{Lajes balanços laterais: } 0,65\text{m}^2 \times 38,00 \times 2 = 49,40 \text{ m}^3$$

$$\text{Lajes/longarinas balanços longitudinais: } 11,50\text{m}^2 \times 12,00 \times 2 = 276,00 \text{ m}^3$$

3 PLACA DE TRANSIÇÃO

3.1 Concreto de regularização, tudo incluído – Total = 7,83 m³

$$3,81 \times 10,28 \times 0,10 \times 2 = 7,83 \text{ m}^3$$

3.2 Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras – Total = 10,97 m²

$$0,30 \times 18,28 \times 2 = 10,97 \text{ m}^2$$

3.3 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) – Total = 1.983 kg

3.4 Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído - Total = 24,67 m³

$$0,30 \times 4,00 \times 10,28 \times 2 = 24,67 \text{ m}^3$$

4 BARREIRAS NEW JERSEY



- 4.1 Formas planas de madeiriteiro e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras – Total = 166,92 m²

$$1,95 \times 42,80 \times 2 = 166,92 \text{ m}^2$$

- 4.2 Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas) – Total = 1.646 kg

- 4.3 Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído - Total = 20,55 m³

$$0,24 \text{ m}^2 \times 42,80 \times 2 = 20,55 \text{ m}^3$$

5 ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES

- 5.1 Dreno de PVC D = 100 mm – Total = 5,00 m

$$10 \times 0,50 \text{ m} = 5,00 \text{ m}$$

- 5.2 CBUQ (massa asfáltica) inclusive fornecimento e transporte comercial do CAP (Usinagem) - Total = 65,76 t

$$0,07 \times 10,30 \times 38,00 = 27,40 \text{ m}^3$$

$$27,40 \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 65,76 \text{ t}$$

- 5.3 Limpeza em superfície de concreto com jateamento d'água sob pressão – Total = 1.690,00 m²

FIM

PONTE SOBRE O RIO TURVO			
Comprimento = 38,00m / Largura = 11,10m			
Resumo das Quantidades			
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID	QUANTIDADES
1	INFRA E MESOESTRUTURA		
1.1	Fornecimento e cravação de estacas raiz, diâmetro 40/31cm, com 98 tf		
1.1.1	Fornecimento e cravação de estacas raiz diâmetro 40cm, no solo	m	372,00
1.1.2	Fornecimento e cravação de estacas raiz diâmetro 31cm, na rocha	m	120,00
1.1.3	Concreto estrutural fck = 30 MPa - Controle razoável, uso geral	m³	55,78
1.1.4	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	7.594,00
1.2	Arrasamento de estacas de concreto com seção superior à 900 cm²	m³	2,12
1.3	Escavação e carga de material de 1ª categoria com escavadeira	m³	427,68
1.4	Reaterro de cavas c/ compactação mecânica (compactador manual)	m³	389,88
1.5	Concreto de regularização, tudo incluído	m³	3,43
1.6	Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	180,23
1.7	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	6.277,00
1.8	Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído	m³	77,33
1.9	Aparelho de apoio de neoprene fretado, fornecimento e assentamento, inclusive grauteamento e transporte do neoprene	dm³	57,60
1.10	Escoramento e cimbramento (pontes e pontilhões), inclusive fornecimento e transporte das madeiras (pilares e travessa do pórtico)	m³	88,72
2	SUPERESTRUTURA		
2.1	Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	583,01
2.2	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	11.233,00
2.3	Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído	m³	127,90
2.4	Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 30,80m (5x)		
2.4.1	Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	700,80
2.4.2	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	16.076,00
2.4.3	Concreto estrutural fck = 40,0 MPa, tudo incluído	m³	97,86
2.4.4	Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm - fornecimento, preparo e colocação	kg	3.900,00
2.4.5	Ancoragem ativa para 10 cordoalhas D = 12,7 mm com placa de ancoragem, bloco, cunhas tripartidas, trombeta e protensão	un	30,00
2.4.6	Bainha metálica diâmetro 65 mm para 10 cordoalhas D = 12,7 mm, semirrígida, redonda, com montagem e injeção de nata de cimento	m	459,00
2.4.7	Carga, trans., içam. e lançam. de longarina pré-moldada até 50 ton.	un	5,00
2.5	Longarinas in-loco de 3,60m (10x)		
2.5.1	Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	163,10
2.5.2	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	3.988,00
2.5.3	Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído	m³	23,37
2.6	Carga, trans., içam. e lançam. de pré-lajes até 0,20 ton.	un	224,00
2.7	Escoramento e cimbramento (pontes e pontilhões), inclusive fornecimento e transporte das madeiras (superestrutura)	m³	325,40
3	PLACA DE TRANSIÇÃO		
3.1	Concreto de regularização, tudo incluído	m³	7,83
3.2	Formas planas de madeirit meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	10,97
3.3	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	1.983,00

3.4	Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído	m³	24,67
4	BARREIRAS NEW-JERSEY		
4.1	Formas planas de madeirite meso e superestrutura sem reaproveitamento esp. = 14 mm, inclusive fornecimento e transporte das madeiras	m²	166,92
4.2	Aço CA-50, fornecimento, dobragem e colocação nas formas (preço médio das bitolas)	kg	1.646,00
4.3	Concreto estrutural fck = 30,0 MPa, tudo incluído	m³	20,55
5	ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES		
5.1	Dreno de PVC D = 100 mm	m	5,00
5.2	CBUQ (massa asfáltica) inclusive fornecimento e transporte comercial do CAP (Usinagem)	t	65,76
5.3	Limpeza em superfície de concreto com jateamento d'água sob pressão	m²	1.690,00



G) MEMÓRIA DE CÁLCULO DE QUANTIDADES VIADUTO DE TURVO



1 INFRA E MESOESTRUTURA

- 1.1 Escavação mecânica de vala em material de 1ª categoria - Total = 962,00 m³

Apoio 1: $27,50\text{m}^2 \times 18,50\text{m} = 508,75 \text{ m}^3$

Apoio 2: $24,50\text{m}^2 \times 18,50\text{m} = 453,25 \text{ m}^3$

- 1.2 Escavação manual em material de 1ª categoria na profundidade de até 1m - Total = 54,00 m³

Apoios 1 e 2: $4,00 \times 13,50 \times 0,50 \times 2 = 54,00 \text{ m}^3$

- 1.3 Reaterro e compactação com soquete vibratório - Total = 834,00 m³

Apoio 1: $508,75\text{m}^3 - 5,12\text{m}^2 \times 12,50\text{m} = 444,75 \text{ m}^3$

Apoio 2: $453,25\text{m}^3 - 5,12\text{m}^2 \times 12,50\text{m} = 389,25 \text{ m}^3$

- 1.4 Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais - Total = 8,13 m³

$3,20 \times 12,70 \times 0,10 \times 2 = 8,13 \text{ m}^3$

- 1.5 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 152,43 m²

Sapatas/travessa: $(4,80\text{m}^2 \times 2 + 2,50 \times 2 \times 12,50) \times 2 = 144,20 \text{ m}^2$

Berços: $2,20 \times 1,87 \times 2 = 8,23 \text{ m}^2$

- 1.6 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 5623 kg

Sapatas/travessa = 5050 kg

Berços = 573 kg

- 1.7 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 121,10 m³

Sapatas: $4,80\text{m}^2 \times 12,50 \times 2 = 120,00 \text{ m}^3$

Berços: $0,45 \times 0,65 \times 1,87 \times 2 = 1,10 \text{ m}^3$

- 1.8 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 121,10 m³

- 1.9 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 121,10 m³



- 1.10 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 302,75 t

$$121,10 \times 2,5 = 302,75 \text{ t}$$

- 1.11 Aparelho de apoio de neoprene fretado para estruturas moldadas no local - fornecimento e instalação = 69,12 dm³

$$3,00 \times 4,00 \times 0,48 \times 12 = 69,12 \text{ dm}^3$$

2 SUPERESTRUTURA

- 2.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada = 1089,81 m²

$$\text{Pré-lajes: } 0,92 \times 1,83 \times 300 = 505,08 \text{ m}^2$$

$$\text{Lajes: } 2,00 \times 47,70 = 95,40 \text{ m}^2$$

$$\text{Transversinas: } (0,25 \times 10,84 + 0,43 \text{m}^2 \times 4 + 3,06 \text{m}^2 \times 10) \times 2 = 70,06 \text{ m}^2$$

$$\text{Cortina: } (0,79 \text{m}^2 \times 2 + 5,19 \times 12,50) \times 2 = 132,91 \text{ m}^2$$

$$\text{Alas: } (3,43 \text{m}^2 \times 2 + 3,15 \times 0,40) \times 4 = 32,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Cunhas: } 2,20 \times 0,053 \times 12 = 1,40 \text{ m}^2$$

$$\text{Longarinas moldadas in loco (balanços): } (0,30 \text{m}^2 \times 2 + 4,75 \times 3,52 + 4,25 \times 0,60 + 0,65 \times 1,80) \times 12 = 252,48 \text{ m}^2$$

- 2.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação - Total = 21400 kg

$$\text{Pré-lajes: } 4433 \text{ kg}$$

$$\text{Lajes: } 8568 \text{ kg}$$

$$\text{Transversinas: } 492 \text{ kg}$$

$$\text{Cortinas: } 1187 \text{ kg}$$

$$\text{Alas: } 693 \text{ kg}$$

$$\text{Cunhas: } 43 \text{ kg}$$

$$\text{Longarinas moldadas in loco (balanços): } 5984 \text{ kg}$$

$$\text{Pré-lajes, cabo de aço \#4,8mm: } 32 \text{ kg}$$

- 2.3 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 209,46 m³

$$\text{Pré-lajes: } 0,76 \times 1,67 \times 0,08 \times 300 = 30,46 \text{ m}^3$$

$$\text{Lajes: } 2,34 \text{ m}^2 \times 47,70 = 111,62 \text{ m}^3$$

$$\text{Transversinas: } (0,43 \text{m}^2 \times 2 + 3,06 \text{m}^2 \times 5) \times 0,25 \times 2 = 8,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Cortina: } (0,79 \text{m}^2 \times 12,50) \times 2 = 19,75 \text{ m}^3$$

$$\text{Alas: } (3,43 \text{m}^2 \times 0,40) \times 4 = 5,49 \text{ m}^3$$

$$\text{Cunhas: } 0,45 \times 0,65 \times 0,053 \times 12 = 0,19 \text{ m}^3$$



Longarinas moldadas in loco (balanços): $(0,60 \times 1,80 \times 0,65 + 0,60\text{m}^2 \times 3,52) \times 12 = 33,87 \text{ m}^3$

2.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 209,46 m³

2.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 209,46 m³

2.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 523,65 t

$$209,46 \text{ m}^3 \times 2,5 = 523,65 \text{ t}$$

2.7 Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 38,80m (6x)

2.7.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada = 1182,12 m²

$$47,77\text{m}^2 \times 2 + 2,45 \times 37,20 + 0,80 \times 1,80 \times 4 + 0,80 \times 0,65 \times 2 + 1,17\text{m}^2 \times 2 + 0,30\text{m}^2 \times 4) \times 6 = 1182,12 \text{ m}^2$$

2.7.2 Concreto fck = 40 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 149,10 m³

$$(1,45\text{m}^2 \times 0,65 \times 2 + 47,77\text{m}^2 \times 0,20 + 0,36 \text{ m}^2 \times 37,20) \times 6 = 149,10 \text{ m}^3$$

2.7.3 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 149,10 m³

2.7.4 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 149,10 m³

2.7.5 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 372,75 t

$$149,10 \text{ m}^3 \times 2,5 = 372,75 \text{ t}$$

2.7.6 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação - Total = 17702 kg
13734 kg + 2719 kg + 1249 kg = 17702 kg

2.7.7 Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm – fornecimento e instalação – Total = 9312 kg



- 2.7.8 Ancoragem ativa com 12 cordoalhas aderentes $D = 12,7 \text{ mm}$ - fornecimento e instalação – Total = 48 un
- 2.7.9 Bainha metálica redonda $D = 70 \text{ mm}$ para 12 cordoalhas $D = 12,7 \text{ mm}$ - fornecimento, instalação e injeção de nata de cimento – Total = 936,00 m
- $$39,00 \times 4 \times 6 = 936,00 \text{ m}$$
- 2.8 Lançamento de viga pré-moldada de 500 a 750 kN com utilização de guindaste – Total = 6 un
- 2.9 Lançamento de pré-laje com utilização de guindauto – Total = 76,15 t
- $$30,46 \text{ m}^3 \times 2,5 = 76,15 \text{ t}$$
- 2.10 Escoramento com pontaletes $D = 15 \text{ cm}$ - utilização de 1 vez - confecção e instalação - Total = 261,48 m³
- Balanço lateral laje tabuleiro: $0,70\text{m}^2 \times 47,70 \times 2 = 66,78 \text{ m}^3$
 Balanços extremos longitudinais: $55,70\text{m}^2 \times 1,50 \times 2 = 167,10 \text{ m}^3$
 Alas: $1,50 \times 2,30 \times 2,00 \times 4 = 27,60 \text{ m}^3$

3 PLACA DE TRANSIÇÃO

- 3.1 Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais – Total = 8,95 m³
- $$3,83 \times 11,68 \times 0,10 \times 2 = 8,95 \text{ m}^3$$
- 3.2 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 11,81 m²
- $$0,30 \times 19,68 \times 2 = 11,81 \text{ m}^2$$
- 3.3 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 2540 kg
- 3.4 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - Total = 28,04 m³
- $$0,30 \times 4,00 \times 11,68 \times 2 = 28,04 \text{ m}^3$$
- 3.5 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 28,04 m³
- 3.6 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 28,04 m³



- 3.7 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 70,10 t

$$28,04 \times 2,5 = 70,10 \text{ t}$$

4 BARREIRAS NEW JERSEY

- 4.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 195,00 m²

$$1,95 \times 100,00 = 195,00 \text{ m}^2$$

- 4.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 1772 kg

- 4.3 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - Total = 24,00 m³

$$0,24 \text{ m}^2 \times 100,00 = 24,00 \text{ m}^3$$

- 4.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 24,00 m³

- 4.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 24,00 m³

- 4.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 60,00 t

$$24,00 \times 2,5 = 60,00 \text{ t}$$

5 GUARDA CORPO

- 5.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 15,39 m²

$$0,60 \times 0,95 \times 27 = 15,39 \text{ m}^2$$

- 5.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 83 kg

- 5.3 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 0,58 m³

$$0,15 \times 0,15 \times 0,95 \times 27 = 0,58 \text{ m}^3$$

- 5.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 0,58 m³



5.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 0,58 m³

5.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 1,45 t

$$0,58 \times 2,5 = 1,45 \text{ t}$$

5.7 Tubo galvanizado $\varnothing = 50 \text{ mm}$ - Total = 156,90 m

$$52,30 \times 3 = 156,90 \text{ m}$$

6 ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES

6.1 Dreno de PVC D = 100 mm - fornecimento e instalação – Total = 18,00 m

$$36 \times 0,50 = 18,00 \text{ m}$$

6.2 Pintura de ligação - Total = 477,00 m²

$$10,00 \times 47,70 = 477,00 \text{ m}^2$$

6.3 Aquisição e transporte de ligante asfáltico a frio RR-2C - Total = 0,24 t

$$10,00 \times 47,70 \times 0,0005 = 0,24 \text{ t}$$

6.4 Concreto asfáltico – Faixa C – Areia e Brita comerciais - Total = 83,48 t

$$(0,07 \times 10,00 \times 47,70) \times 2,50 = 83,48 \text{ t}$$

6.5 Aquisição e transporte de ligante asfáltico a quente – CAP 50/70 – Total = 5,00 t

$$(0,07 \times 10,00 \times 47,70) \times 2,50 \times 0,06 = 5,00 \text{ t}$$

6.6 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 2,87 m³

$$\text{Capeamento rígido calçada: } 0,06\text{m}^2 \times 47,70 = 2,87 \text{ m}^3$$

6.7 Limpeza de ponte – Total = 47,70 m

FIM

VIADUTO DE TURVO			
Comprimento = 47,70m / Largura = 12,50m			
Memória de Cálculo de Quantidades			
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID	QUANTIDADES
1	INFRA E MESOESTRUTURA		
1.1	Escavação mecânica de vala em material de 1ª categoria	m³	962,00
1.2	Escavação manual em material de 1ª categoria na profundidade de até 1m	m³	54,00
1.3	Reaterro e compactação com soquete vibratório	m³	834,00
1.4	Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	m³	8,13
1.5	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	152,43
1.6	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	5623,00
1.7	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	121,10
1.8	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	121,10
1.9	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	121,10
1.10	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre	t	302,75
1.11	Aparelho de apoio de neoprene fretado para estruturas moldadas no local - fornecimento e instalação	dm³	69,12
2	SUPERESTRUTURA		
2.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	1.089,81
2.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	21.400,00
2.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	209,46
2.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	209,46
2.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	209,46
2.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	523,65
2.7	Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 38,80m (6x)		
2.7.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	1.182,12
2.7.2	Concreto fck = 40 MPa - confecção, lançamento e adensamento	m³	149,10
2.7.3	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	149,10
2.7.4	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	149,10
2.7.5	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	372,75
2.7.6	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	17.702,00
2.7.7	Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm - fornecimento e instalação	kg	9.312,00
2.7.8	Ancoragem ativa com 12 cordoalhas aderentes D = 12,7 mm - fornecimento e instalação	un	48,00
2.7.9	Bainha metálica redonda D = 70 mm para 12 cordoalhas D = 12,7 mm - fornecimento, instalação e injeção de nata de cimento	m	936,00
2.8	Lançamento de viga pré-moldada de 500 a 750 kN com utilização de guindaste	un	6,00
2.9	Lançamento de pré-laje com utilização de guindauto	t	76,15
2.10	Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação	m³	261,48
3	PLACA DE TRANSIÇÃO		
3.1	Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	m³	8,95
3.2	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	11,81
3.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	2.540,00

3.4	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	28,04
3.5	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	28,04
3.6	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	28,04
3.7	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	70,10
4	BARREIRAS NEW-JERSEY		
4.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	195,00
4.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	1.772,00
4.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	24,00
4.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	24,00
4.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	24,00
4.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	60,00
5	GUARDA-CORPOS		
5.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	15,39
5.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	83,00
5.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	0,58
5.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	0,58
5.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	0,58
5.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	1,45
5.7	Tubo galvanizado ϕ = 50mm	m	156,90
6	ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES		
6.1	Dreno de PVC D = 100 mm - fornecimento e instalação	m	18,00
6.2	Pintura de ligação	m²	477,00
6.3	Aquisição e transporte de ligante asfáltico a frio RR-2C	t	0,24
6.4	Concreto asfáltico – Faixa C – Areia e Brita comerciais	t	83,48
6.5	Aquisição e transporte de ligante asfáltico a quente – CAP 50/70	t	5,00
6.6	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m	2,87
6.7	Limpeza de ponte	m	47,70



H) MEMÓRIA DE CÁLCULO DE QUANTIDADES VIADUTO DE PALMEIRINHA



1 INFRA E MESOESTRUTURA

1.1 Estacas raiz, diâmetro 40/31cm, com 51 tf e 87 tf

1.1.1 Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm – confecção – Total = 174,00 m

$$55,00 + 24,00 + 95,00 = 174,00 \text{ m}$$

1.1.2 Estaca raiz perfurada na rocha com D = 31 cm – confecção – Total = 160,00m

$$50,00 + 60,00 + 50,00 = 160,00 \text{ m}$$

1.1.3 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação - Total = 6.789 kg

1.2 Arrasamento de estacas de concreto com seção superior à 900 cm² - Total = 4,02 m³

$$3,14 \times 0,20^2 \times 1,00 \times 32 = 4,02 \text{ m}^3$$

1.3 Escavação mecânica de vala em material de 1ª categoria - Total = 545,63 m³

$$\text{Apoio E1: } 3,90 \times 12,50 \times 1,00 = 48,75 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio P1: } 35,00\text{m}^2 \times 13,50 = 472,50 \text{ m}^3 *$$

$$\text{Apoio E2: } 3,90 \times 12,50 \times 0,50 = 24,38 \text{ m}^3$$

**Não considerada a escavação a ser feita para a via inferior.*

1.4 Escavação manual em material de 1ª categoria na profundidade de até 1m - Total = 62,70 m³

$$\text{Apoio E1: } 3,90 \times 12,50 \times 0,50 = 24,38 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio P1: } 3,40 \times 4,10 \times 0,50 \times 2 = 13,94 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio E2: } 3,90 \times 12,50 \times 0,50 = 24,38 \text{ m}^3$$

1.5 Reaterro e compactação com soquete vibratório - Total = 135,19 m³

$$\text{Apoio E1: } (48,75 + 24,38) - (2,10 \times 10,70 \times 0,50) = 61,90 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio P1: } (3,60 \times 10,50 \times 1,40) - (2,60 \times 3,30 \times 1,20 \times 2) = 35,76 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio E2: } (24,38 + 24,38) - (2,10 \times 10,70 \times 0,50) = 37,53 \text{ m}^3$$

1.6 Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais - Total = 6,22 m³

$$\text{Apoio E1: } 2,10 \times 10,70 \times 0,10 = 2,25 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio P1: } 2,60 \times 3,30 \times 0,10 \times 2 = 1,72 \text{ m}^3$$

$$\text{Apoio E2: } 2,10 \times 10,70 \times 0,10 = 2,25 \text{ m}^3$$



- 1.7 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 350,72 m²

Apoio E1: 29,76 + 48,19 + 3,36 + 32,08 = **78,67 m²**

(Bloco: 24,80 x 1,20 = 29,76 m²)

Cortina: 19,92m² x 2 + 0,86 x 9,70 = 48,19 m²)

Apoio P1: 24,20 + 6,09 + 32,66 + 52,29 + 7,26 = **115,24 m²**

(Blocos: 11,00 x 1,10 x 2 = 24,20 m²)

Viga ligação: 2,10 x 2,90 = 6,09 m²

Pilares: 2 x 3,14 x 0,50 x 5,20 x 2 = 32,66 m²

Travessa: 1,20 x 2,10 x 2 + 4,50 x 10,50 = 52,29 m²)

Apoio E2: 29,76 + 48,19 + 3,36 + 32,08 = **78,67 m²**

(Bloco: 24,80 x 1,20 = 29,76 m²)

Cortina: 19,92m² x 2 + 0,86 x 9,70 = 48,19 m²)

Berços: 1,92 x 1,75 x 2 + 1,92 x (1,75 + 2,03) = **13,98 m²**

Alas: 7,02m² x 8 + 5,00 x 0,40 x 4 = **64,16 m²**

- 1.8 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 10.893 kg

Apoio E1 e E2 (Bloco + cortina): 3.485 kg

Bloco sobre estacas: 1.130 kg

Pórtico P1: 4.406 kg

Berços: 770 kg

Alas: 1.102 kg

- 1.9 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 126,23 m³

Apoio E1: 23,72 + 6,86 + 0,40 + 5,62 = **30,58 m³**

(Bloco: 2,28m² x 10,40 + = 23,72 m³)

Cortina: 19,92m² x 0,30 + 0,09m² x 9,70 = 6,86 m³)

Apoio P1: 23,19 + 1,16 + 8,17 + 26,46 + 0,87 = **52,16 m³**

(Blocos: 2,40 x 3,10 x 1,10 x 2 = 16,37 m³)

Viga ligação: 0,50 x 0,80 x 2,90 = 1,16 m³

Pilares: 3,14 x 0,50² x 5,20 x 2 = 8,17 m³

Travessa: 1,20 x 2,10 x 10,50 = 26,46 m³)

Apoio E2: 23,72 + 6,86 + 0,40 + 5,62 = **30,58 m³**

(Bloco: 2,28m² x 10,40 + = 23,72 m³)

Cortina: 19,92m² x 0,30 + 0,09m² x 9,70 = 6,86 m³)

Berços: 0,40 x 0,56 x 1,75 x 2 + 0,40 x 0,56 x (1,75 + 2,03) = **1,67 m³**



Alas: $7,02\text{m}^2 \times 0,40 \times 4 = 11,24 \text{ m}^3$

1.10 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ - confecção em central dosadora de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ – Total = $126,23 \text{ m}^3$

1.11 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = $126,23 \text{ m}^3$

1.12 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ e descarga livre – Total = $315,58 \text{ t}$

$$126,23 \times 2,5 = 315,58 \text{ t}$$

1.13 Aparelho de apoio de neoprene fretado para estruturas moldadas no local - fornecimento e instalação = $100,80 \text{ dm}^3$

$$2,00 \times 3,00 \times 0,42 \times 40 = 100,80 \text{ dm}^3$$

1.14 Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação - Total = $264,37 \text{ m}^3$

$$4,10 \times 12,40 \times 5,20 = 264,37 \text{ m}^3$$

2 SUPERESTRUTURA

2.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada = $715,72 \text{ m}^2$

$$\text{Pré-lajes: } 0,66 \times 2,02 \times 360 + 0,54 \times 2,02 \times 8 = 488,72 \text{ m}^2$$

$$\text{Lajes: } 2,28 \times 49,40 + 1,14 \times 10,40 \times 2 = 136,36 \text{ m}^2$$

$$\text{Transversinas: } (0,25 \times 10,80 + 0,03\text{m}^2 \times 4 + 2,48\text{m}^2 \times 8) \times 4 = 90,64 \text{ m}^2$$

2.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação - Total = 12.961 kg

Pré-lajes, aços CA-50/60: 3.330 kg

Lajes: 8.874 kg

Transversinas: 757 kg

Pré-lajes, cabo de aço #4,8mm: 40 kg

2.3 Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ - confecção em central dosadora de $30 \text{ m}^3/\text{h}$ - areia e brita comerciais – Total = $133,56 \text{ m}^3$

$$\text{Pré-lajes: } 0,50 \times 1,86 \times 0,08 \times 360 + 0,38 \times 1,86 \times 0,08 \times 8 = 27,25 \text{ m}^3$$

$$\text{Lajes: } 1,95 \text{ m}^2 \times 49,40 = 96,33 \text{ m}^3$$

$$\text{Transversinas: } (0,03\text{m}^2 \times 2 + 2,48\text{m}^2 \times 4) \times 0,25 \times 4 = 9,98 \text{ m}^3$$



2.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 133,56 m³

2.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 133,56 m³

2.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 333,90 t

$$133,56 \times 2,5 = 333,90 \text{ t}$$

2.7 Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 24,30m (10x)

2.7.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada = 974,60 m²

$$(4,07 \times 19,10 + 3,89 \times 4,80 + 0,52 \text{ m}^2 \times 2) \times 10 = 974,60 \text{ m}^2$$

2.7.2 Concreto fck = 40 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 97,56 m³

$$(0,38 \text{ m}^2 \times 19,10 + 0,52 \text{ m}^2 \times 4,80) \times 10 = 97,56 \text{ m}^3$$

2.7.3 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 97,56 m³

2.7.4 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 97,56 m³

2.7.5 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 243,90 t

$$97,56 \times 2,5 = 243,90 \text{ t}$$

2.7.6 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação - Total = 13.302 kg

2.7.7 Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm – fornecimento e instalação – Total = 5.000 kg

2.7.8 Ancoragem ativa com 8 cordoalhas aderentes D = 12,7 mm - fornecimento e instalação – Total = 60 un

2.7.9 Bainha metálica redonda D = 65 mm para 8 cordoalhas D = 12,7 mm - fornecimento, instalação e injeção de nata de cimento – Total = 738,00 m



$$24,60 \times 3 \times 10 = 738,00 \text{ m}$$

2.8 Lançamento de viga pré-moldada de até 500 kN com utilização de guindaste – Total = 10 un

2.9 Lançamento de pré-laje com utilização de guindauto – Total = 68,13 t

$$27,25 \text{ m}^3 \times 2,5 = 68,13 \text{ t}$$

2.10 Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação - Total = 63,00 m³

$$0,63 \text{ m}^2 \times 50,00 \times 2 = 63,00 \text{ m}^3$$

3 PLACA DE TRANSIÇÃO

3.1 Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais – Total = 6,80 m³

$$3,83 \times 8,88 \times 0,10 \times 2 = 6,80 \text{ m}^3$$

3.2 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 10,61 m²

$$0,30 \times 17,68 \times 2 = 10,61 \text{ m}^2$$

3.3 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 1774 kg

3.4 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - Total = 23,24 m³

$$0,30 \times 4,00 \times 9,68 \times 2 = 23,24 \text{ m}^3$$

3.5 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 23,24 m³

3.6 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 23,24 m³

3.7 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 58,10 t

$$23,24 \times 2,5 = 58,10 \text{ t}$$

4 BARREIRAS NEW JERSEY



- 4.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 207,64 m²

$$1,95 \times 106,48 = 207,64 \text{ m}^2$$

- 4.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 1925 kg

- 4.3 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais - Total = 25,56 m³

$$0,24\text{m}^2 \times 106,48 = 25,56 \text{ m}^3$$

- 4.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 25,56 m³

- 4.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 25,56 m³

- 4.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 63,90 t

$$25,56 \times 2,5 = 63,90 \text{ t}$$

5 GUARDA CORPO

- 5.1 Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada – Total = 16,53 m²

$$0,60 \times 0,95 \times 29 = 16,53 \text{ m}^2$$

- 5.2 Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação – Total = 89 kg

- 5.3 Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais – Total = 0,62 m³

$$0,15 \times 0,15 \times 0,95 \times 29 = 0,62 \text{ m}^3$$

- 5.4 Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total = 0,62 m³

- 5.5 Adensamento de concreto por vibrador de imersão – Total = 0,62 m³

- 5.6 Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre – Total = 1,55 t

$$0,62 \times 2,5 = 1,55 \text{ t}$$



5.7 Tubo galvanizado $\varnothing = 50$ mm - Total = 169,44 m

$$56,48 \times 3 = 169,44 \text{ m}$$

6 ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES

6.1 Dreno de PVC D = 100 mm - fornecimento e instalação – Total = 18,00 m

$$36 \times 0,50 = 18,00 \text{ m}$$

6.2 Pintura de ligação - Total = 477,50 m²

$$9,55 \times 50,00 = 477,50 \text{ m}^2$$

6.3 Aquisição e transporte de ligante asfáltico a frio RR-2C - Total = 0,24 t

$$9,55 \times 50,00 \times 0,0005 = 0,24 \text{ t}$$

6.4 Concreto asfáltico – Faixa C – Areia e Brita comerciais - Total = 77,50 t

$$(0,07 \times 8,00 \times 50,00 + 0,06 \text{m}^2 \times 50,00) \times 2,50 = 77,50 \text{ t}$$

6.5 Aquisição e transporte de ligante asfáltico a quente – CAP 50/70 – Total = 4,65 t

$$(0,07 \times 8,00 \times 50,00 + 0,06 \text{m}^2 \times 50,00) \times 2,50 \times 0,06 = 4,65 \text{ t}$$

6.6 Limpeza de ponte – Total = 50,00 m

FIM

VIADUTO DE PALMEIRINHA			
Comprimento = 50,00m / Largura = 10,50m			
Memória de cálculo de Quantidades			
ITEM	DISCRIMINAÇÃO	UNID	QUANTIDADES
1	INFRA E MESOESTRUTURA		
1.1	Estacas raiz, diâmetro 40/31cm, com 51 tf e 87 tf		
1.1.1	Estaca raiz perfurada no solo com D = 40 cm – confecção	m	174,00
1.1.2	Estaca raiz perfurada na rocha com D = 31 cm – confecção	m	160,00
1.1.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	6.789,00
1.2	Arrasamento de estacas de concreto com seção superior à 900 cm²	m³	4,02
1.3	Escavação mecânica de vala em material de 1ª categoria	m³	545,63
1.4	Escavação manual em material de 1ª categoria na profundidade de até 1m	m³	62,70
1.5	Reaterro e compactação com soquete vibratório	m³	135,19
1.6	Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	m³	6,22
1.7	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	350,72
1.8	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	10893,00
1.9	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	126,23
1.10	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	126,23
1.11	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	126,23
1.12	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h e descarga livre	t	315,58
1.13	Aparelho de apoio de neoprene fretado para estruturas moldadas no local - fornecimento e instalação	dm³	100,80
1.14	Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação	m³	264,37
2	SUPERESTRUTURA		
2.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	715,72
2.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	12.961,00
2.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	133,56
2.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	133,56
2.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	133,56
2.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	333,90
2.7	Fornecimento e colocação de longarinas pré-moldadas de 34,30m (10x)		
2.7.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	974,60
2.7.2	Concreto fck = 40 MPa - confecção, lançamento e adensamento	m³	97,56
2.7.3	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	97,56
2.7.4	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	97,56
2.7.5	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	243,90
2.7.6	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	13.302,00
2.7.7	Cordoalha CP 190 RB D = 12,7 mm - fornecimento e instalação	kg	5.000,00
2.7.8	Ancoragem ativa com 8 cordoalhas aderentes D = 12,7 mm - fornecimento e instalação	un	60,00
2.7.9	Bainha metálica redonda D = 65 mm para 8 cordoalhas D = 12,7 mm - fornecimento, instalação e injeção de nata de cimento	m	738,00
2.8	Lançamento de viga pré-moldada de até 500 kN com utilização de guindaste	un	10,00

2.9	Lançamento de pré-laje com utilização de guindauto	t	68,13
2.10	Escoramento com pontaletes D = 15 cm - utilização de 1 vez - confecção e instalação	m³	63,00
3	PLACA DE TRANSIÇÃO		
3.1	Concreto magro - confecção em betoneira e lançamento manual - areia e brita comerciais	m³	6,80
3.2	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	10,61
3.3	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	1.774,00
3.4	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	23,24
3.5	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	23,24
3.6	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	23,24
3.7	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	58,10
4	BARREIRAS NEW-JERSEY		
4.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	207,64
4.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	1.925,00
4.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	25,56
4.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	25,56
4.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	25,56
4.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	63,90
5	GUARDA-CORPOS		
5.1	Formas de compensado resinado 14 mm - uso geral - utilização de 1 vez - confecção, instalação e retirada	m²	16,53
5.2	Armação em aço CA-50 - fornecimento, preparo e colocação	kg	89,00
5.3	Concreto fck = 30 MPa - confecção em central dosadora de 30 m³/h - areia e brita comerciais	m³	0,62
5.4	Lançamento mecânico de concreto com bomba rebocável com capacidade de 30 m³/h - confecção em central dosadora de 30 m³/h – Total =	m³	0,62
5.5	Adensamento de concreto por vibrador de imersão	m³	0,62
5.6	Carga, manobra e descarga de concreto com caminhão betoneira - carga em central de concreto de 30 m³/h	t	1,55
5.7	Tubo galvanizado ϕ = 50mm	m	169,44
6	ACABAMENTOS E OBRAS COMPLEMENTARES		
6.1	Dreno de PVC D = 100 mm - fornecimento e instalação	m	18,00
6.2	Pintura de ligação	m²	477,50
6.3	Aquisição e transporte de ligante asfáltico a frio RR-2C	t	0,24
6.4	Concreto asfáltico – Faixa C – Areia e Brita comerciais	t	77,50
6.5	Aquisição e transporte de ligante asfáltico a quente – CAP 50/70	t	4,65
6.6	Limpeza de ponte	m	50,00



I) TERMO DE ENCERRAMENTO



1. Termo de Encerramento

O presente documento, intitulado **Volume 3D – Memória de Cálculo de Estruturas**, é parte integrante do **Projeto Executivo de engenharia para duplicação e restauração da Rodovia PR-170/PRC-466**, com início do perímetro urbano de Turvo, e finalizando no início da pista dupla em Guarapuava, no Estado do Paraná - Lote 02 – **Subtrecho 01: km 220 (Perímetro Urbano de Turvo) a Entroncamento da Rodovia Municipal (Palmeirinha), com extensão, aproximada, de 25,50 km.** foi elaborado pelo Consórcio Iguatemi-Única, composto pelas empresas Iguatemi Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda. e Única Consultores de Engenharia Ltda., e possui **185 (cento e oitenta e cinco)** páginas, numeradas sequencialmente.

Eng.º Prudêncio Valentim Wust
Coordenador Geral – Consórcio Iguatemi-Única
CREA/SC 005.818-1

Florianópolis, janeiro de 2024

CONSÓRCIO:



ANEXOS



ANEXO I

DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE



DECLARAÇÃO DE RESPONSABILIDADE

O Engenheiro **Paulo Henrique Quiumento Velloso**, responsável técnico pela elaboração dos Projetos de Obras de Arte Especiais – OAE do **Projeto Executivo de engenharia para duplicação e restauração da Rodovia PR-170/PRC-466**, com início do perímetro urbano de Turvo, e finalizando no início da pista dupla em Guarapuava, no Estado do Paraná - Lote 02, e o **Consórcio Iguatemi – Única**, aqui representado pelo Coordenador Geral do Projeto, **Engº Prudêncio Valentim Wust**, declaram que calcularam e verificaram os quantitativos relativos aos projetos de OAE, pelos quais assumem total responsabilidade.

Eng.º Paulo Henrique Quiumento Velloso
Responsável Técnico pelo Projeto de OAE
CREA/SC 082.750-0

Eng.º Prudêncio Valentim Wust
Coordenador Geral – Consórcio Iguatemi-Única
CREA/SC 005.818-1

Florianópolis, janeiro de 2024