

MEMÓRIA DE CÁLCULO ESTRUTURAL

PONTE SCHROEDER

Comprimento: 140,00 m

Largura: 17,00 m

SUMÁRIO

1	SUPERESTRUTURA.....	4
1.1	Longarinas.....	4
1.1.1	Cargas permanentes por longarina.....	6
1.1.2	Cargas móveis por longarina segundo NBR 7188/2013.....	6
1.1.3	Cálculo dos esforços solicitantes.....	8
1.1.4	Traçado dos cabos.....	9
1.1.5	Determinação da tensão inicial.....	9
1.1.6	Perdas imediatas.....	10
1.1.6.1	<i>Perdas por atrito.....</i>	<i>10</i>
1.1.6.2	<i>Perdas por acomodação da ancoragem.....</i>	<i>10</i>
1.1.6.3	<i>Perdas por encurtamento elástico.....</i>	<i>11</i>
1.1.6.4	<i>Perdas imediatas por seção.....</i>	<i>11</i>
1.1.7	Parâmetros utilizados para a estimativa das perdas progressivas.....	11
1.1.7.1	<i>Fluência.....</i>	<i>12</i>
1.1.7.2	<i>Retração.....</i>	<i>12</i>
1.1.7.3	<i>Relaxação da armadura.....</i>	<i>13</i>
1.1.8	Perdas progressivas.....	13
1.1.8.1	<i>Perdas por seção.....</i>	<i>14</i>
1.1.9	Verificação do estado limite último de flexão (ELU).....	15
1.1.10	Dimensionamento dos esforços cortantes.....	16
1.1.10.1	<i>Dimensionamento da fretagem dos cabos na cabeça das longarinas.....</i>	<i>17</i>
1.1.11	Verificações das tensões em serviço (ELS).....	18
1.1.12	Armaduras complementares.....	19
1.2	Lajes.....	19
1.2.1	Lajes em balanço.....	19
1.2.2	Laje central.....	20
1.2.3	Lajes elásticas.....	21
1.3	Transversinas de vão.....	22
1.3.1	Dimensionamento à flexão.....	23
1.3.2	Dimensionamento ao cortante.....	23
1.4	Transversinas de apoio.....	23
1.4.1	Dimensionamento à flexão.....	23
1.4.2	Dimensionamento ao cortante.....	24
1.5	Cortinas.....	24

1.5.1	Dimensionamento à flexão.....	25
1.5.2	Dimensionamento ao cortante.....	25
1.6	Viga das cortinas.....	25
1.6.1	Dimensionamento à flexão.....	26
1.6.2	Dimensionamento ao cortante.....	26
1.7	Alas.....	26
2	MESOESTRUTURA.....	27
2.1	Cargas verticais da superestrutura.....	27
2.2	Cargas verticais da mesoestrutura.....	27
2.3	Aparelho de apoio.....	27
2.4	Rigidez longitudinal.....	27
2.5	Rigidez transversal.....	28
2.6	Forças horizontais longitudinais.....	28
2.7	Forças horizontais transversais.....	29
2.8	Esforços no pórtico.....	29
2.9	Dimensionamento pilares.....	37
2.10	Dimensionamento travessa topo dos pilares.....	39
3	INFRAESTRUTURA.....	41
3.1	Blocos extremidade.....	41
3.2	Blocos centrais.....	45

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.

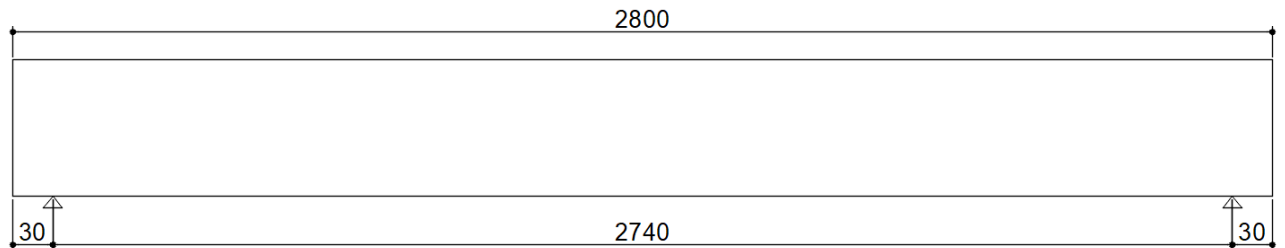


Figura 1 - Esquema estrutural

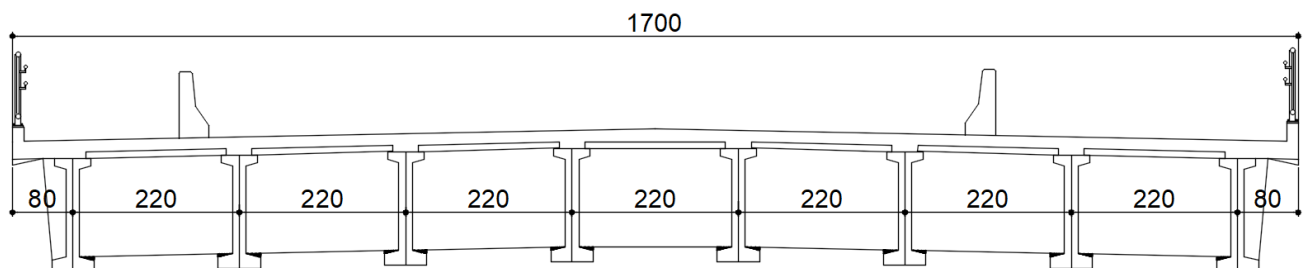


Figura 2 - Seção transversal da obra

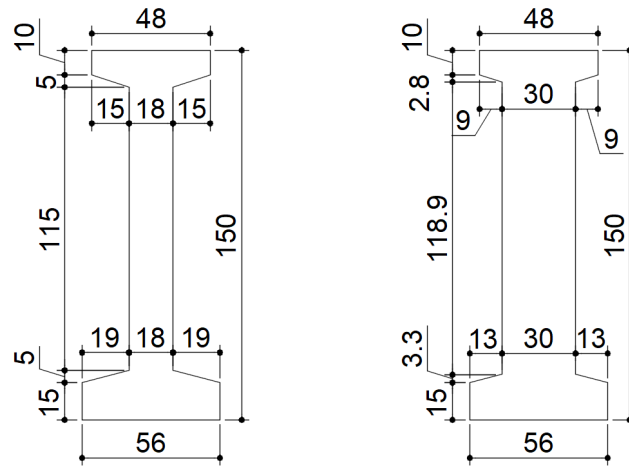


Figura 3 - Seção das longarinas nos vãos e apoios respectivamente

Posteriormente as longarinas serão unificadas às lajes de modo a criar uma seção composta em concreto armado e protendido, com o intuito de resistir aos esforços solicitantes.

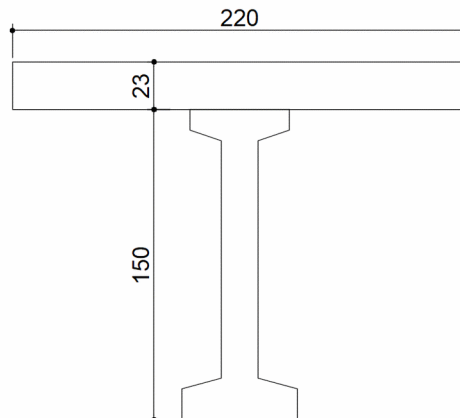


Figura 4 - Seção composta (Laje+longarina)

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	0,812
I (m ⁴)	0,097	0,267
y_s (m)	0,799	0,306
y_i (m)	0,701	1,194
y_{laje} (m)	-	0,536
W_s (m ³)	0,121	0,874
W_i (m ³)	0,138	0,224
W_{laje} (m ³)	-	0,499

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 e transv. de vão: $g_2 = (17,00 \times 0,23 \times 25) / 8 + (1,30 \times 16,08 - 8 \times 0,18) \times 0,30 \times 25 / 8 \times 28,30 = 12,86 \text{ kN/m}$

Transv. de apoio: $G_2 = (1,30 \times 16,08 - 8 \times 0,30) \times 0,25 \times 25 / 8 = 14,46 \text{ kN}$

- Fase 3:

Pavimentação pista de rolamento: $0,07 \times 10,00 \times 24 = 16,80 \text{ kN/m}$

Concreto passeios: $(0,06 \times 2,05 + 0,09 \times 3,85) \times 25 = 11,74 \text{ kN/m}$

New-jersey: 11,50 kN/m

Guarda-corpo: 5,00 kN/m

Total: $g_3 = 16,80 + 11,74 + 11,50 + 5,00 = 45,04 / 8 = 5,63 \text{ kN/m}$

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 $k = 18756 \text{ kN/m}$ 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.

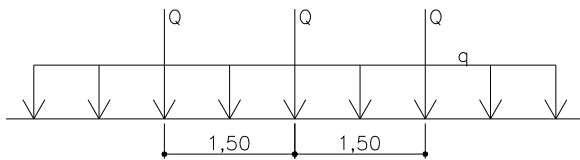
$r_{11} = 0,492$	$r_{21} = 0,343$	$r_{31} = 0,213$	$r_{41} = 0,11$
$r_{12} = 0,343$	$r_{22} = 0,283$	$r_{32} = 0,213$	$r_{42} = 0,143$
$r_{13} = 0,213$	$r_{23} = 0,213$	$r_{33} = 0,202$	$r_{43} = 0,169$
$r_{14} = 0,110$	$r_{24} = 0,143$	$r_{34} = 0,169$	$r_{44} = 0,179$
$r_{15} = 0,034$	$r_{25} = 0,08$	$r_{35} = 0,124$	$r_{45} = 0,16$
$r_{16} = -0,022$	$r_{26} = 0,026$	$r_{36} = 0,075$	$r_{46} = 0,124$
$r_{17} = -0,066$	$r_{27} = -0,021$	$r_{37} = 0,026$	$r_{47} = 0,08$
$r_{18} = -0,105$	$r_{28} = -0,066$	$r_{38} = -0,022$	$r_{48} = 0,034$

Figura 6 - Coeficientes de repartição transversal

- Coeficiente de impacto adicional (ϕ)

$$\phi = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{L + 50} \right) = 1 + 1,06 \times \left(\frac{20}{27,40 + 50} \right) = 1,274$$

- Trem-tipo de cálculo



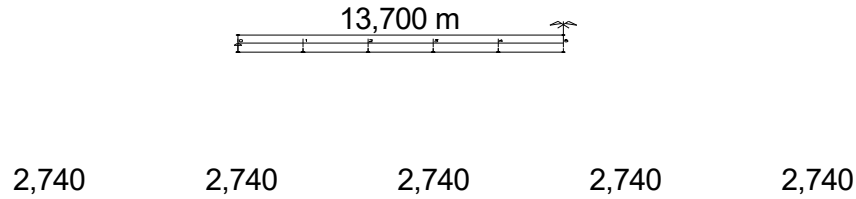
No meio do vão: $Q = 1,274 \times 60 \times (0,337 + 0,219) = 42,50 \text{ kN}$

$$q = 1,274 \times (5 \times 1,29 + 3 \times 0,96) = 11,89 \text{ kN/m}$$

Junto aos apoios: $Q = 60 \times 1,274 = 76,44 \text{ kN}$

$$q = 5 \times 1,274 \times 2,20 = 14,01 \text{ kN/m}$$

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	128,10	176,18	77,13	381,41
1	315,88	434,46	190,21	940,55	102,48	140,95	61,70	305,13
2	561,57	772,38	338,14	1672,09	76,86	105,71	46,28	228,85
3	737,06	1013,75	443,81	2194,62	51,24	70,47	30,85	152,56
4	842,35	1158,57	507,21	2508,13	25,62	35,24	15,43	76,29
5	877,45	1206,85	528,35	2612,65	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	283,40	0,00
1	697,00	239,70	-7,80
2	1234,80	199,30	-25,00
3	1613,50	162,10	-45,90
4	1845,80	128,20	-70,10
5	1925,40	97,50	-97,50

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	381,41	283,40	940,00
1	940,55	697,00	2315,24	305,13	239,70	771,48
2	1672,09	1234,80	4109,52	228,85	199,30	607,90
3	2194,62	1613,50	5382,99	152,56	162,10	449,11
4	2508,13	1845,80	6154,68	76,29	128,20	295,29
5	2612,65	1925,40	6415,18	0,00	97,50	146,25

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

1.1.4 Traçado dos cabos

Foram adotados 4 cabos compostos de 7 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.

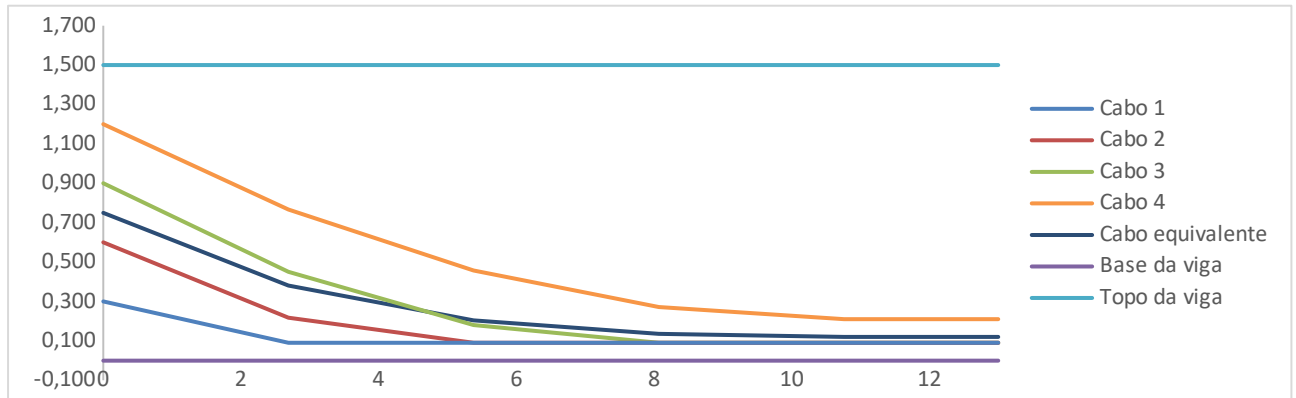


Figura 7 - Elevação dos cabos

	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	0,300	2,690	0,090	5,380	0,090	8,070	0,090	10,760	0,090	13,450	0,090
Cabo 2	0,000	0,600	2,690	0,218	5,380	0,090	8,070	0,090	10,760	0,090	13,450	0,090
Cabo 3	0,000	0,900	2,690	0,450	5,380	0,180	8,070	0,090	10,760	0,090	13,450	0,090
Cabo 4	0,000	1,200	2,690	0,767	5,380	0,458	8,070	0,272	10,760	0,210	13,450	0,210
Cabo eq.	0,000	0,750	2,690	0,381	5,380	0,204	8,070	0,135	10,760	0,120	13,450	0,120

1.1.5 Determinação da tensão inicial

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

$$\sigma_{pi} \leq 0,74 \times f_{ptk} = 1406 \text{ MPa}$$

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

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

$$A_p = 0,987 \times 7 = 6,909 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$P_i = 140,2 \times 6,909 = 968,64 \text{ kN / cabo} \rightarrow \text{p/ 4 cabos} = 3875,10 \text{ kN}$$

1.1.6 Perdas imediatas

1.1.6.1 Perdas por atrito

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

$P_i = 3875,1$ $\mu = 0,25$ $\beta = 0,0025$

Comprimento parabólico do cabo a partir da seção 0: a = 6,7 m

Seção	Trecho x (m)	a-x (m)	α (rad)	$\Sigma \alpha$	P_0 (kN)
0	0	6,725	0,185	0,000	3875,1
1	2,69	4,035	0,129	0,057	3814,3
2	5,38	1,345	0,031	0,154	3716,4
3	8,07	0,000	0,004	0,181	3684,7
4	10,76	0,000	0,000	0,185	3675,0
5	13,45	0,000	0,000	0,185	3668,8

Alongamento previsto durante a protensão (ΔL) = 9,08cm para cada lado

Alongamento total do cabo = 18,17cm

1.1.6.2 Perdas por acomodação da ancoragem

$\delta = 6$ mm $A_p = 27,64$ cm² $\sigma_{pi} = 1402$ MPa

Trecho	Área (m ²)
0-1	81,75
1-2	395,261
2-3	213,069
3-4	91,4526
4-5	74,7287
Σ	856,26

Seção	P_0 (kN)
0	3343,3
1	3404,0
2	3502,0
3	3533,7
4	3543,4
5	3549,6

A = 3316,32 m²

$\Delta P_m = 119,24$

1.1.6.3 Perdas por encurtamento elástico

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

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	-0,049	-9021,6	0,0	-19104,1	52,8	3290,5
1	0,320	-12704,9	1006,9	-24771,7	68,5	3335,6
2	0,497	-18294,0	2778,4	-32855,9	90,8	3411,2
3	0,566	-21132,7	4152,4	-35957,4	99,4	3434,3
4	0,581	-21840,3	4875,4	-35924,8	99,3	3444,1
5	0,581	-21878,4	5078,6	-35575,2	98,3	3451,3

1.1.6.4 Perdas imediatas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas (%)
0	3875,1	3290,5	15,1
1	3875,1	3335,6	13,9
2	3875,1	3411,2	12,0
3	3875,1	3434,3	11,4
4	3875,1	3444,1	11,1
5	3875,1	3451,3	10,9

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		9030	
Perímetro contato ar (cm)	454,9		824,9		824,9	

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_{ckj}/f_{ck}	0,874	1,007	1,043
$\beta_1(\infty)$ - relação entre f_{ckj}/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	13,142	31,731
ϕ_{1c}	2,000	2,000	2,000
ϕ_{2c}	1,502	1,664	1,425
ϕ_f	3,004	3,328	2,851
A	233,82	184,33	265,68
B	584,32	350,91	719,62
C	440,80	326,02	523,79
D	8643,72	6041,80	10174,34
$\beta_d(t)$	0,615	0,565	0,995
$\beta_f(t)$	0,373	0,576	0,553
$\beta_f(t)$	0,527	0,637	0,975
$\phi_{d\infty}$ - valor = 0,4	0,4	0,4	0,4
$\phi(t,t_0)$	0,813	0,456	1,719

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	0,984	0,832
$10^4 \cdot \epsilon_{cs\infty}$	-5,384	-6,064	-5,123
A	40,000	40,000	40,000
B	33,183	19,505	40,321
C	38,637	39,549	37,988
D	143,614	68,319	207,091
E	25,320	5,911	48,323
$\beta_s(t)$	0,093	0,316	0,176
$\beta_s(t)$	0,189	0,379	1,000
$10^4 \cdot \epsilon_{cs}(t,t_0)$	-0,517	-0,383	-4,219

1.1.7.3 Relaxação da armadura

Seção	σ_{pi}	σ_{pi}/f_{ptk}	Ψ^{1000}	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
				$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$	$\Psi(t,t_0)$
0	1191	0,627	1,624	1,45	1,39	4,06
1	1207	0,635	1,720	1,54	1,48	4,3
2	1234	0,650	1,900	1,70	1,63	4,75
3	1243	0,654	1,948	1,74	1,67	4,87
4	1246	0,656	1,972	1,77	1,69	4,93
5	1249	0,657	1,984	1,78	1,70	4,96

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)	$0,4xM_q$ (kN.m)	$\sigma_{c,p0g}$ (kN/m ²)	α_p
0	-8798	-81	0	0	0	0	-7221	5,65
1	-8919	-3531	1007	1516	327	970	-6385	5,65
2	-9121	-8699	2778	4184	705	2087	-5526	5,65
3	-9183	-11356	4152	6253	990	2913	-3769	5,65
4	-9209	-12020	4875	7342	1148	3381	-2170	5,65
5	-9228	-12044	5079	7648	1195	3528	-1566	5,65

Perdas progressivas

Seção	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03	Etapa 01	Etapa 02	Etapa 03
	$\sigma_{c,p0g}$ (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	-8879	0	0	0,0147	0,0140	0,0414	1,0147	1,0140	1,0414
1	-11443	1516	1297	0,0155	0,0149	0,0440	1,0155	1,0149	1,0440
2	-15041	4184	2793	0,0172	0,0164	0,0487	1,0172	1,0164	1,0487
3	-16386	6253	3903	0,0176	0,0169	0,0499	1,0176	1,0169	1,0499
4	-16353	7342	4529	0,0178	0,0171	0,0506	1,0178	1,0171	1,0506
5	-16194	7648	4723	0,0179	0,0172	0,0509	1,0179	1,0172	1,0509

	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	1,2279	1,8593	1,01	1,01	1,63	0,00332
1	1,4066	1,2279	1,8593	1,40	1,40	3,08	0,00332
2	1,4066	1,2279	1,8593	1,95	1,95	4,07	0,00332
3	1,4066	1,2279	1,8593	2,24	2,24	4,51	0,00332
4	1,4066	1,2279	1,8593	2,31	2,31	4,61	0,00332
5	1,4066	1,2279	1,8593	2,31	2,31	4,61	0,00332

	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	-67875	-23760	-129314	-220949	2679,8
1	-80699	-20890	-117869	-219458	2729,1
2	-99244	-15999	-107733	-222976	2795,0
3	-105912	-11166	-97904	-214981	2840,2
4	-106033	-8630	-92445	-207109	2871,7
5	-105469	-8005	-90977	-204450	2886,2

1.1.8.1 Perdas por seção

Seção	P_i (kN)	P_0 (kN)	Perdas progressivas (%)	Perdas totais (%)
0	3290,5	2679,8	18,6	33,6
1	3335,6	2729,1	18,2	32,1
2	3411,2	2795,0	18,1	30,0
3	3434,3	2840,2	17,3	28,7
4	3444,1	2871,7	16,6	27,7
5	3451,3	2886,2	16,4	27,3

1.1.9 Verificação do estado limite último de flexão (ELU)

$$M_{sd\max} = 6567,43 \text{ kN.m} \quad d = 1,61 \text{ m} \quad 0,8x = 0,10 \text{ m} < 0,23 \text{ m} \quad \text{LN na laje}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

- Determinação do pré-alongamento

$$\varepsilon_{p0} = 4,70 \text{ ‰}$$

$$\sigma_{cpn} = 8901 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{cpn} = -\varepsilon_{pn} = 0,25 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 4,95 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 14,95 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1506 \text{ MPa}$$

- Momento resistente de cálculo

$$M_{Rd} = 6495,05 \text{ kN.m} < M_{sd\max} = 6567,43 \text{ kN.m} \quad \text{——— Adicionar armadura passiva}$$

- Armadura passiva

Adicionando : 4 barras de 16,0 $A_s = 8 \text{ cm}^2$

$$d_1 = 1,61 \text{ m} \quad d_2 = 1,68 \text{ m}$$

$$0,8x = 0,11 \text{ m}$$

$$\varepsilon_{sp} = 10 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{pi} = \varepsilon_{p0} + \varepsilon_{pn} = 4,95 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_p = 14,95 \text{ ‰}$$

$$\sigma_p = 1506 \text{ MPa}$$

Momento resistente de cálculo

$$M_{Rd} = 7046,55 \text{ kN.m} > M_{sd\max} = 6567,43 \text{ kN.m} \quad \text{——— OK!}$$

- Armadura longitudinal na mesa superior

Considerando o maior esforço de tração na seção 3, com linha neutra a 0,180 m do topo da seção, temos:

$$A_s = 5,4 \text{ cm}^2 \quad \text{——— 5 barras de 12,5mm}$$

1.1.10 Dimensionamento dos esforços cortantes

Verificação esforços cortantes

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

$b_w = 0,18 \text{ m}$ Demais seções $d = 1,61 \text{ m}$
 $b_w = 0,30 \text{ m}$ Seção 0

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

$V_{sd} = 940,00 \text{ kN}$

$V_{Rd2} = 1626,31 \text{ kN} > V_{sd}$ OK!

Parcela resistida pelo concreto (Modelo I) — $V_c = 305,06 \text{ kN}$ Demais seções
 $V_c = 508,43 \text{ kN}$ 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	0,00	940,00	860,51	1,0	508,43	685,79	10,89	65,57	1,00
1	0,00	771,48	1887,68	1,8	553,78	494,59	7,85	69,78	1,00
2	0,00	607,90	2431,44	1,6	485,55	365,12	5,80	80,25	1,00
3	0,00	449,11	2670,11	1,5	456,37	220,92	3,51	100,73	1,19
4	0,00	295,29	2746,05	1,4	441,17	74,71	1,19	146,06	1,72
5	0,00	146,25	2760,40	1,4	436,32	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	10,89	8,0 c. 9	2
1	7,85	8,0 c. 12	2
2	5,80	8,0 c. 17	2
3	4,16	8,0 c. 20	2
4	2,90	8,0 c. 25	2
5	2,90	8,0 c. 25	2

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

1.1.10.1 *Dimensionamento da fretagem dos cabos na cabeça das longarinas*

Fretagem segundo a NCHRP (National Cooperative Highway Research Program)

$$A = 31 \times 31 = 961 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 22 \times 31 = 682 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\text{bainha}} = 23,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{b \text{ útil}} = 658,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Força de protensão} = 969 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 14,7 \text{ MPa}$$

Parcela 01, espraiamento da carga:

$$F_{ult} = 2500 \text{ kN}$$

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

$$F.S = 2,35$$

- Armaduras de fretagem na direção vertical:

$$A_{sv} = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \text{—————} \quad 6,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Armaduras de fretagem na direção horizontal:

$$A_{sv} = 2,13 \text{ cm}^2 \quad \text{—————} \quad 6,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

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)	Simplex	Comp.
							e _p (m)	e _p (m)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	3276,12	2668,16	-0,049	0,454
1	304,46	458,48	107,46	798,00	3321,04	2717,19	0,320	0,823
2	541,26	815,07	191,03	1412,90	3396,33	2782,80	0,497	1,000
3	710,40	1069,78	250,73	1844,70	3419,34	2827,81	0,566	1,069
4	811,89	1222,61	286,55	2110,70	3429,10	2859,23	0,581	1,084
5	845,72	1273,55	298,49	2202,30	3436,21	2873,65	0,581	1,084

Tensões (kN/m ²)								
Seção	Prot. Inicial (P _i)		σ _{Mg1}		σ _{Mg2}		σ _{Mg3}	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	-7600	-10080	0	0	0	0	0	0
1	-16581	-106	2206	-2513	3322	-3784	478	-117
2	-21305	4846	3921	-4468	5905	-6728	850	-209
3	-23156	6824	5147	-5864	7751	-8830	1115	-274
4	-23607	7281	5882	-6702	8858	-10092	1275	-313
5	-23656	7296	6127	-6981	9227	-10512	1328	-326

Tensões (kN/m ²)				
Seção	σ _{Mq}		σ _{perdas}	
	σ _i	σ _s	σ _i	σ _s
0	0	0	-1959	-429
1	3549	-872	-2937	-183
2	6284	-1543	-3466	-67
3	8205	-2015	-3523	-20
4	9388	-2305	-3433	-10
5	9796	-2405	-3389	-10

- 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	-8360	-9072	-8580	-10295	-9559	-10509	-9559	-10509
1	-16254	-2608	-12044	-6612	-11737	-7139	-12447	-6965
2	-19906	1310	-12362	-6592	-10953	-7397	-12209	-7089
3	-20840	2228	-10905	-8155	-8564	-9172	-10205	-8769
4	-20674	1978	-9309	-9830	-6331	-10988	-8209	-10527
5	-20507	1743	-8669	-10528	-5465	-11736	-7425	-11255

Limitações das tensões de acordo com NBR 6118/2014

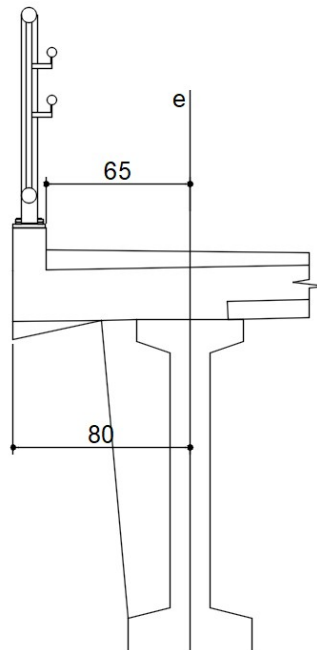
Compressão		Tração		
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ckj} = -24,5 \text{ MPa}$	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctkj} = 2,7 \text{ MPa}$	(Ato protensão)
$\sigma_c \leq$	$0,7 \times f_{ck} = -28,0 \text{ MPa}$	$\sigma_t \leq$	$1,2 \times f_{ctk} = 2,9 \text{ MPa}$	(Em serviço)

1.1.12 Armaduras complementares

{ Alma de 18cm: $\phi 6,3c.16$
 Pele: { Alma de 30cm: $\phi 8,0c.16$

1.2 Lajes

1.2.1 Lajes em balanço



Momentos para cargas permanentes

$$M_{xeg} = 3,76 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para cargas móveis

$$-M_{xeq} = \frac{5 \times 0,65^2}{2} = 1,06 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xed} = 1,35 \times 3,76 + 1,5 \times 1,06 = 6,67 \text{ kN.m/m} = 667 \text{ kN.cm/m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{667} = 54,12 \rightarrow A_s^- = 0,81 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0c.14$$

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

1.2.2 Laje central

Para o dimensionamento da laje central será utilizada a tabela de Rüsçh nº 14, 58 e 64 com placa engastada-apoiada.

$$l_x = 2,20 \text{ m} \quad l_x / a = 1,10 \quad t / a = 0,333 \quad \phi = 1,35 \quad g = 7,20 \text{ kN / m}^2$$

Momentos para cargas permanentes

$$M_{xmq} = 0,0625 \times 7,20 \times 2,20^2 = 2,38 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymq} = 0,011 \times 7,20 \times 2,20^2 = 0,42 \text{ kN.m / m}$$

$$-M_{xeg} = 0,125 \times 7,20 \times 2,20^2 = 4,76 \text{ kN.m / m}$$

$$-M_{yeg} = 0,089 \times 7,20 \times 2,20^2 = 3,39 \text{ kN.m / m}$$

Momentos para cargas móveis

$$M_{xmq} = 1,35 \times (75 \times 0,211 + 5 \times 0,03) = 21,57 \text{ kN.m / m}$$

$$M_{ymq} = 1,35 \times (75 \times 0,109 + 5 \times 0,01) = 11,10 \text{ kN.m / m}$$

$$-M_{xeg} = 1,35 \times (75 \times 0,343 + 5 \times 0,28) = 36,62 \text{ kN.m / m}$$

$$-M_{yeg} = 1,35 \times (75 \times 0,389 + 5 \times 0,15) \times 0,95 \times 0,75 = 28,30 \text{ kN.m / m}$$

Dimensionamento

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

$$M_{xmd} = 1,35 \times 2,38 + 1,5 \times 21,57 = 35,57 \text{ kN.m / m} = 3557 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{3557} = 10,15 \rightarrow A_s = 4,44 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 5,10 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,95 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.15}$

$$M_{ymd} = 1,35 \times 0,42 + 1,5 \times 11,10 = 17,22 \text{ kN.m / m} = 1722 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 15^2}{1722} = 13,07 \rightarrow A_s = 2,70 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 142,95 \text{ MPa} \rightarrow \phi 8,0 \text{ c.14}$

$$-M_{xed} = 1,35 \times 4,76 + 1,5 \times 36,62 = 61,36 \text{ kN.m / m} = 6136 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 19^2}{6136} = 5,88 \rightarrow A_s = 7,85 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 8,85 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,30 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.9}$

$$-M_{yed} = 1,35 \times 3,39 + 1,5 \times 28,30 = 47,03 \text{ kN.m / m} = 4703 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 18^2}{4703} = 6,89 \rightarrow A_s = 6,30 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{smin} = 3,45 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

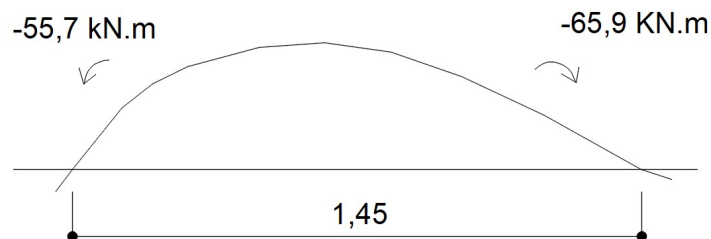
Fadiga: $A_s = 7,16 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,78 \text{ MPa} \rightarrow \phi 10,0 \text{ c.11}$

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

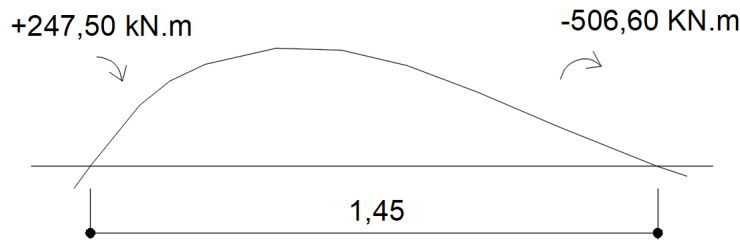
1.2.3 Lajes elásticas

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

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

Os momentos obtidos serão divididos pela largura da placa de 14,00m

$$-M_d = \frac{(1,35 \times 65,90 + 1,5 \times 505,60)}{14,00} = 60,53 \text{ kN.m / m} = 6053 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 13^2}{6053} = 2,79 \rightarrow A_s = 12,01 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{s,\text{min}} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 13,20 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 189,63 \text{ MPa} \rightarrow$ Adotado: $\phi 12,5 \text{ c.9}$

$$+M_d = \frac{(-1,00 \times 55,70 + 1,5 \times 247,50)}{14,00} = 22,54 \text{ kN.m / m} = 2254 \text{ kN.cm / m}$$

$$k_c = \frac{100 \times 12^2}{2254} = 6,39 \rightarrow A_s = 4,53 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s,\text{min}} = 2,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Fadiga: $A_s = 4,53 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \Delta\sigma_s = 122,60 \text{ MPa} \rightarrow$ Adotado: $\phi 8,0 \text{ c.11}$

1.3 Transversinas de vão

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,74 \times 25 = 18,50 \text{ kN / m (Peso próprio)}$$

$$M_{g+} = 40,80 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 1,10 \text{ kN.m} \quad V_g = 30,10 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

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

$$M_{q+} = 689,80 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 248,80 \text{ kN.m} \quad V_q = 375,70 \text{ kN}$$

1.3.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 1,10 + 1,5 \times 248,80 = 374,69 \text{ kN.m} = 37469 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 147^2}{37469} = 17,30 \rightarrow A_s^- = 5,96 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 6,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 20,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 40,80 + 1,5 \times 689,80 = 1089,78 \text{ kN.m} = 108978 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{55 \times 147^2}{108988} = 10,90 \rightarrow A_s^+ = 17,57 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 6,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 25,0$$

1.3.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 30,10 + 1,5 \times 375,70 = 604,19 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 1,47 = 2245 \text{ kN} > V_d \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 1,47 = 383 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 604 - 383 = 221 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,221}{0,9 \times 435 \times 1,47} = 0,000384 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,84 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{sw,\min} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3 \text{ c. } 16 \text{ (2 ramos)}$$

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

1.4 Transversinas de apoio

- Cargas permanentes

$$g_1 = 0,62 \times 25 = 15,50 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

$$M_{g+} = 6,00 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 8,40 \text{ kN.m} \quad V_g = 21,10 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

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

$$M_{q+} = 102,00 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 113,90 \text{ kN.m} \quad V_q = 336,50 \text{ kN}$$

1.4.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 8,40 + 1,5 \times 113,90 = 182,19 \text{ kN.m} = 18219 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 147^2}{18219} = 29,65 \rightarrow A_s^- = 2,89 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 6,00 + 1,5 \times 102,00 = 161,10 \text{ kN.m} = 16110 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 147^2}{16110} = 33,53 \rightarrow A_s^+ = 2,54 \text{ cm}^2 < A_{s_{\min}} = 5,81 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\phi 16,0$$

1.4.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 21,10 + 1,5 \times 336,50 = 533,24 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,25 \times 1,47 = 1871 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,25 \times 1,47 = 319 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 533 - 319 = 214 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,214}{0,9 \times 435 \times 1,47} = 0,000372 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,72 \text{ cm}^2 / \text{m} > A_{sw_{\min}} = 3,48 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3c.17 \text{ (2 ramos)}$$

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

1.5 Cortinas

- Cargas permanentes

$$g_1 = 21,50 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso próprio)}$$

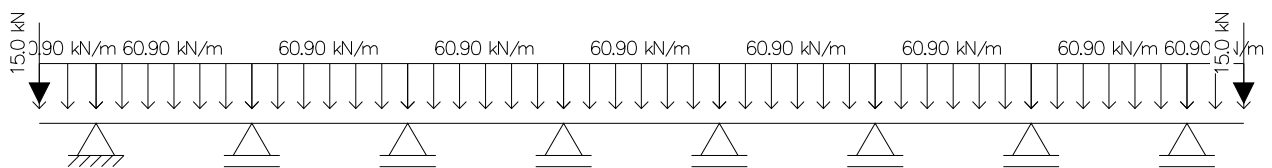
$$g_2 = 5,46 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Reação das lajes)}$$

$$g_3 = 3,94 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Peso solo sobre a viga)}$$

$$g_4 = 30,00 \text{ kN} / \text{m} \text{ (Placa de transição)}$$

$$g_{\text{total}} = 60,90 \text{ kN} / \text{m}$$

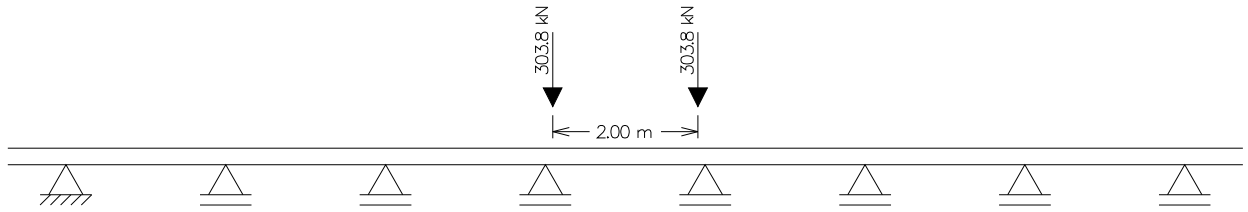
$$G_1 = 15,00 \text{ kN} \text{ (Alas)}$$



$$M_{g+} = 17,80 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 66,30 \text{ kN.m} \quad V_g = 91,70 \text{ kN}$$

- Cargas móveis

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



$$M_{q+} = 101,90 \text{ kN.m} \quad M_{q-} = 126,50 \text{ kN.m} \quad V_q = 353,90 \text{ kN}$$

1.5.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 66,30 + 1,5 \times 126,50 = 279,26 \text{ kN.m} = 27926 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 168^2}{27926} = 30,32 \rightarrow A_s^- = 3,87 \text{ cm}^2 < A_{s,\text{min}} = 7,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 17,80 + 1,5 \times 101,90 = 176,88 \text{ kN.m} = 17688 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 168^2}{17688} = 47,87 \rightarrow A_s^+ = 2,44 \text{ cm}^2 < A_{s,\text{min}} = 7,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 25,0$$

1.5.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 91,70 + 1,5 \times 353,90 = 654,65 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 1,68 = 2566 \text{ kN} > V_d \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 1,68 = 438 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 655 - 438 = 217 \text{ kN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,217}{0,9 \times 435 \times 1,68} = 0,000330 \text{ m}^2 / \text{m} = 3,30 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

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

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

1.6 Viga das cortinas

$$M_{g+} = 4,50 \text{ kN.m} \quad M_{g-} = 20,10 \text{ kN.m} \quad V_g = 24,30 \text{ kN}$$

1.6.1 Dimensionamento à flexão

$$M_d^- = 1,35 \times 20,10 = 27,14 \text{ kN.m} = 2714 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 55^2}{2714} = 33,44 \rightarrow A_s^- = 1,14 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 4,50 = 6,08 \text{ kN.m} = 608 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{30 \times 55^2}{608} = 149,26 \rightarrow A_s^+ = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 2,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\phi 16,0$$

1.6.2 Dimensionamento ao cortante

$$V_d = 1,35 \times 24,30 = 32,80 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 0,30 \times 0,55 = 840 \text{ kN} > V_d \rightarrow \text{OK}$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 0,30 \times 0,55 = 143 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 33 - 143 = -110 \text{ kN}$$

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

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

1.7 Alas

- Cargas verticais

$$G_1 = 15,00 \text{ kN} \text{ (Peso próprio)}$$

Dimensionamento

$$M_d = 1,35 \times 15,00 \times 0,91 = 18,43 \text{ kN.m} = 1843 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{25 \times 168^2}{1843} = 382,85 \rightarrow A_s = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 6,49 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\phi 16,0$$

- Cargas horizontais

Pressão do solo: 10,28 kN/m²

Pressão da sobrecarga: 8,25 kN/m²

Pressão média: 13,39 kN/m²

Dimensionamento

$$M_d = \frac{1,35 \times 13,39 \times 2,40 \times 0,91}{1,73} = 22,82 \text{ kN.m} = 2282 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{100 \times 20^2}{2282} = 17,53 \rightarrow A_s = 2,67 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{s\text{min}} = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0\text{c.11}$$

Armadura na face externa: $A_{s\text{min}} = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 8,0\text{c.11}$

Estribos verticais: $A_{sw\text{min}} = 2,90 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 6,3\text{c.20}$ (2 ramos)

2 MESOESTRUTURA

2.1 Cargas verticais da superestrutura

$R_g = 414,00 \text{ kN/longarina}$

$R_q = 191,90 \text{ kN/longarina}$

$R_Q = 218,30 \text{ kN/longarina}$

2.2 Cargas verticais da mesoestrutura

Pilares = 118 kN

Travessas = 63,75 kN/m

2.3 Aparelho de apoio

Os aparelhos de apoio utilizados terão 250x400x53mm, sendo 4 camadas de elastômero com 8 mm e 5 chapas de aço com 3 mm.

$$k_a = \frac{1000 \times 0,25 \times 0,40}{4 \times 0,008} = 3125 \text{ kN / m por aparelho de apoio}$$

2.4 Rigidez longitudinal

- Pilares (Diâmetro = 100cm)

$$k_p = \frac{3 \times 26072 \times 0,049}{6,00^3} = 17743 \text{ kN / m}$$

- Conjunto pilar + aparelho de apoio

$$\frac{1}{k_L} = \frac{1}{17743} + \frac{1}{2 \times 3125} \rightarrow k_L = 4622 \text{ kN / m}$$

2.5 Rigidez transversal

- Pórticos

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

$$k_{pt} = 268312 \text{ kN / m}$$

- Conjunto pórtico + aparelho de apoio

$$\frac{1}{k_T} = \frac{1}{268312} + \frac{1}{8 \times 3125} \rightarrow k_L = 22869 \text{ kN / m}$$

2.6 Forças horizontais longitudinais

- Freagem e aceleração (P1 ao P4):

$$F = 0,05 \times 5 \times 84,00 \times 10,00 = 210,00 \text{ kN} > 135,00 \text{ kN}$$

- Freagem e aceleração (P4 ao P5):

$$F = 0,05 \times 5 \times 33,00 \times 9,90 = 81,68 \text{ kN} < 135,00 \text{ kN}$$

$$H_L = \frac{210,00}{4} \times \frac{1}{4} = 13,13 \text{ kN / pilar} \quad / \text{ pilar}$$

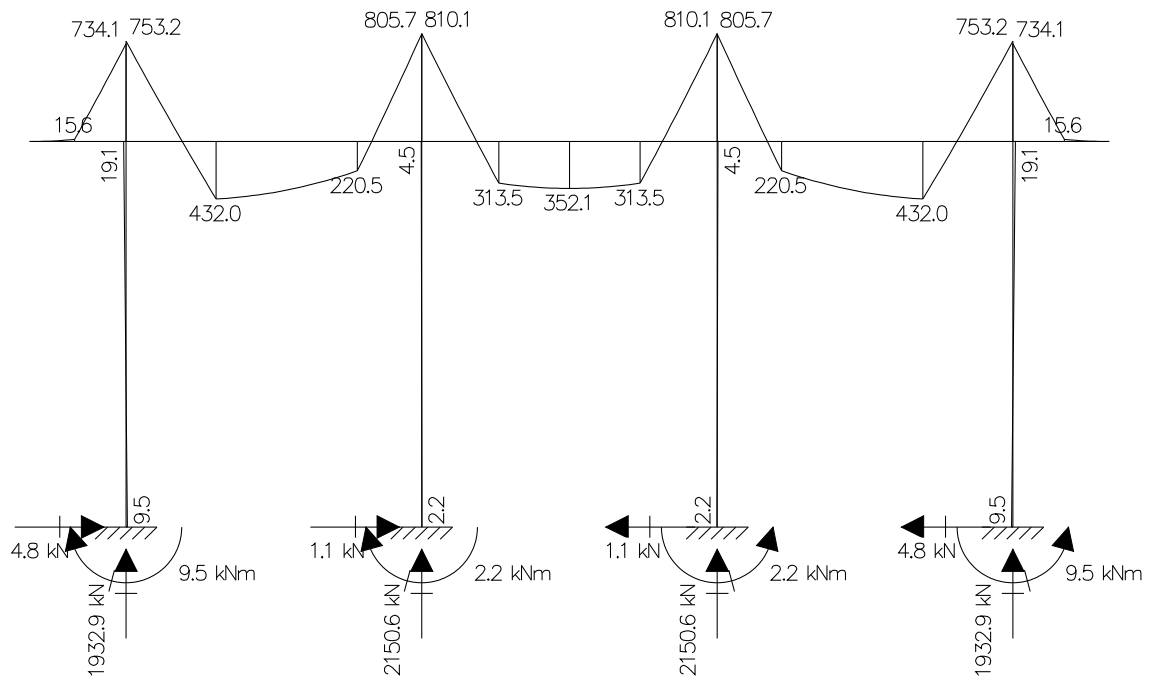
- Empuxo unilateral de solo sobre uma cortina: $E = 9,72 \times 16,50 = 160,38 \text{ kN}$

$$H_L = \frac{160,38}{4} \times \frac{1}{4} = 10,02 \text{ kN / pilar} \quad / \text{ pilar}$$

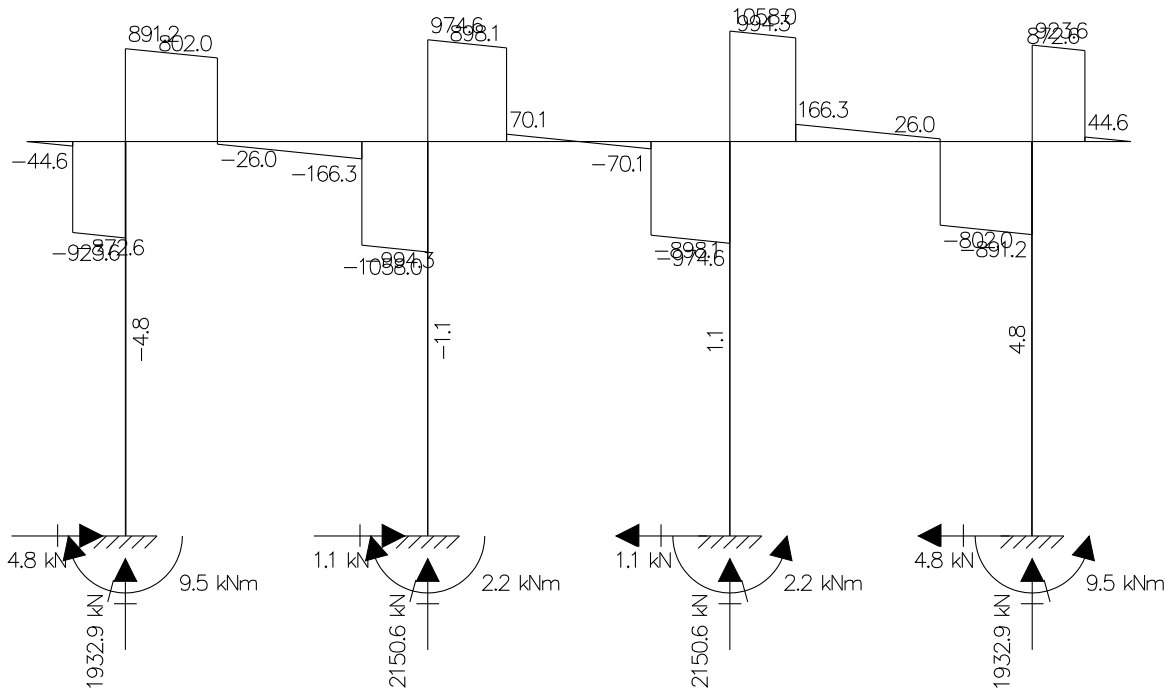
- Temperatura e retração: $\Delta T = 36^\circ\text{C}$ (PDN = 40,00m à direita do apoio P1)

$$H_L = 4622 \times 36 \times 10^{-5} \times 40,00 = 66,56 \text{ kN} \quad / \text{ pilar}$$

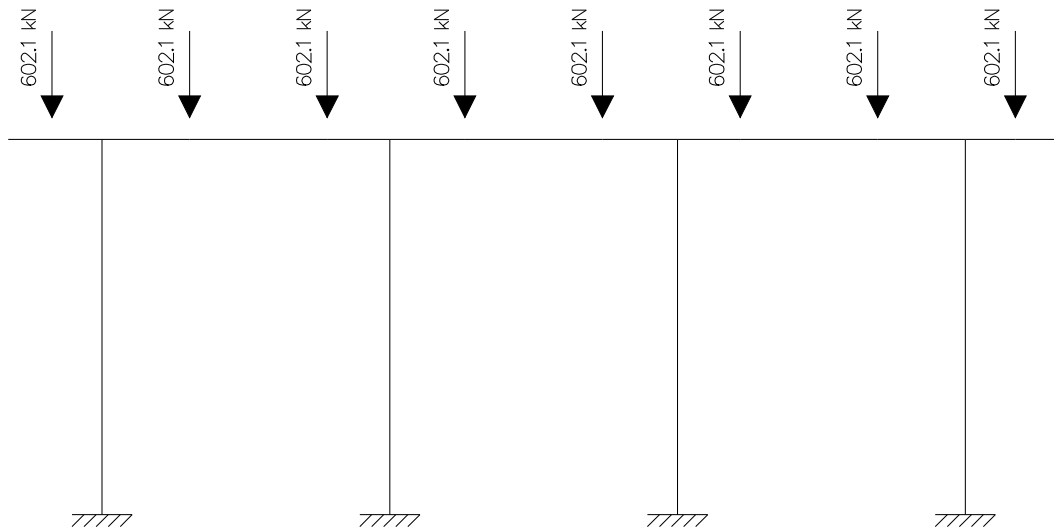
- Momentos fletores



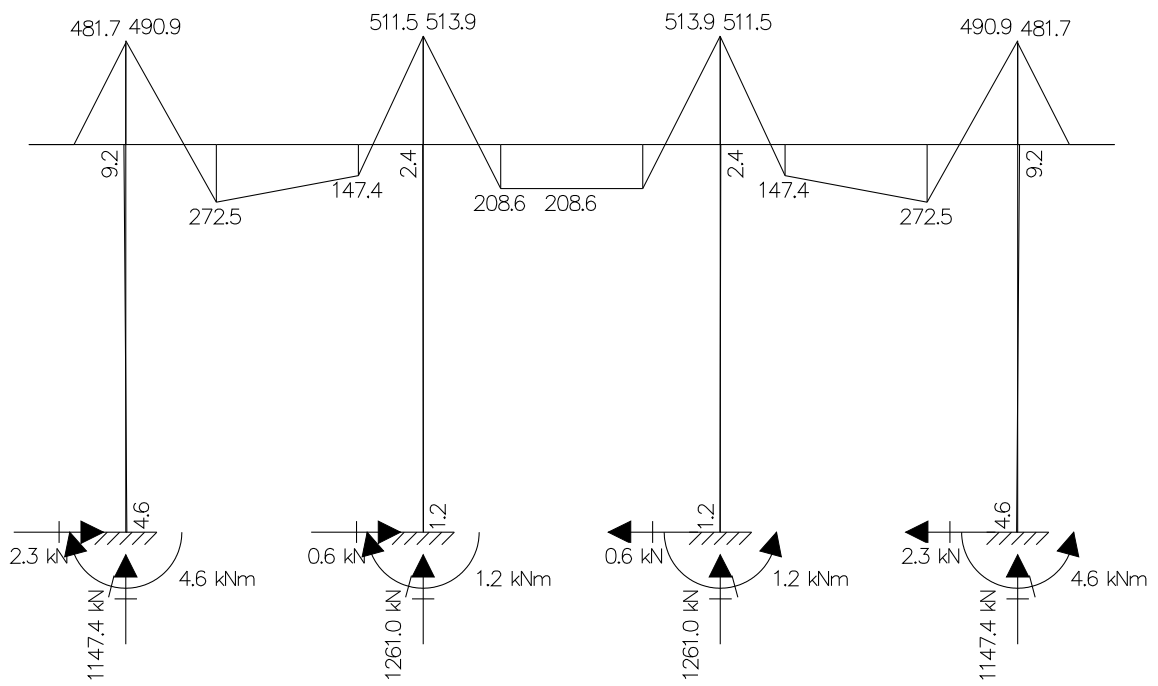
- Esforços cortantes



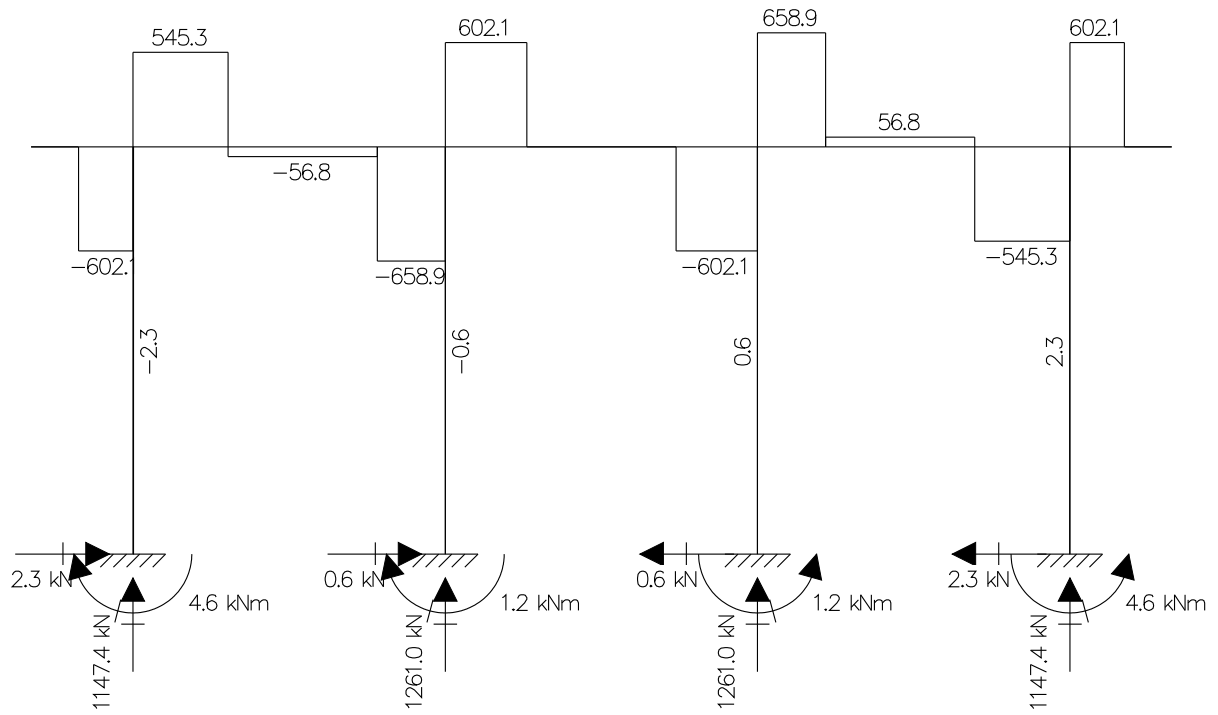
- Cargas móveis (Hipótese 1)



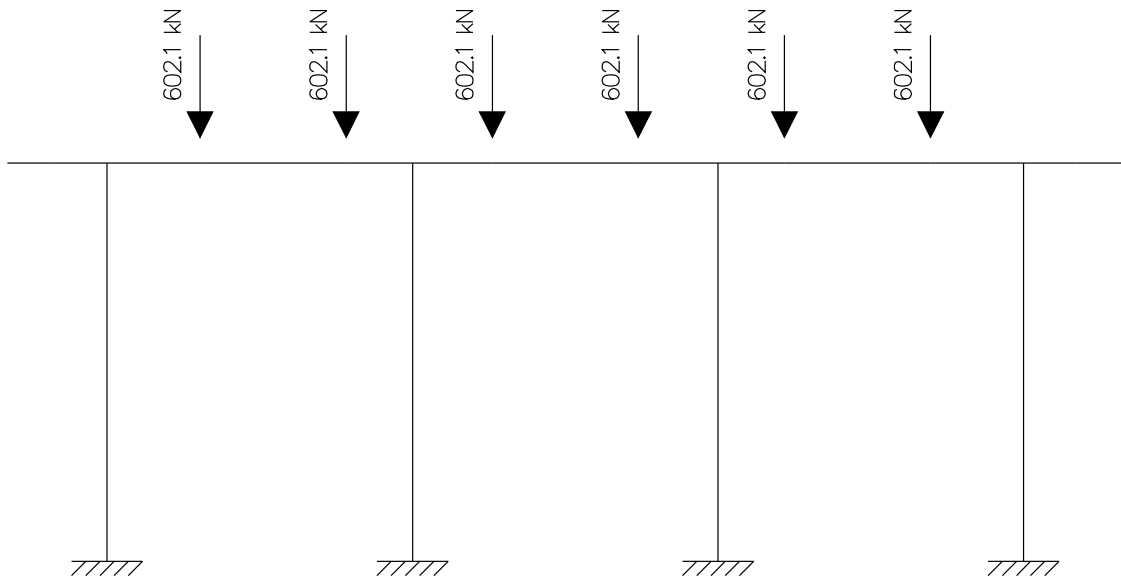
- Momentos fletores



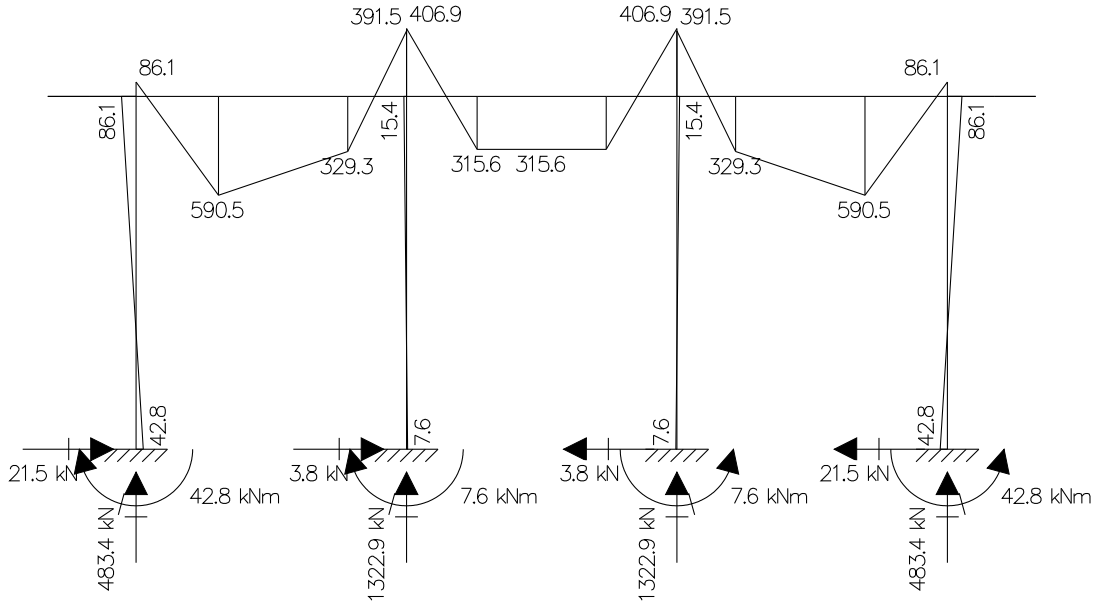
- Esforços cortantes



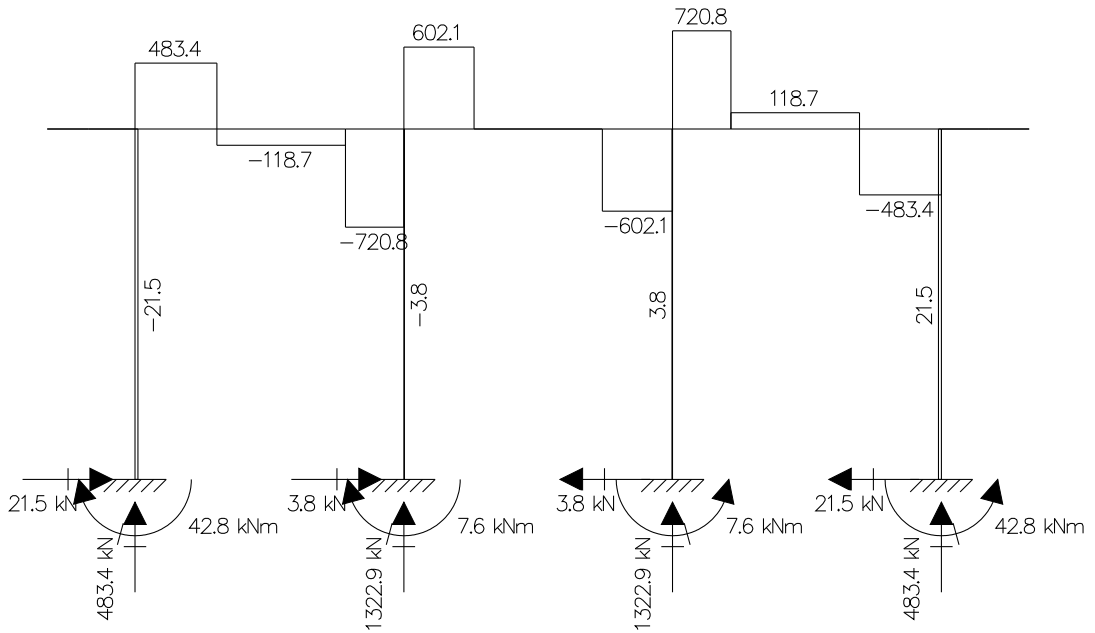
- Cargas móveis (Hipótese 2)



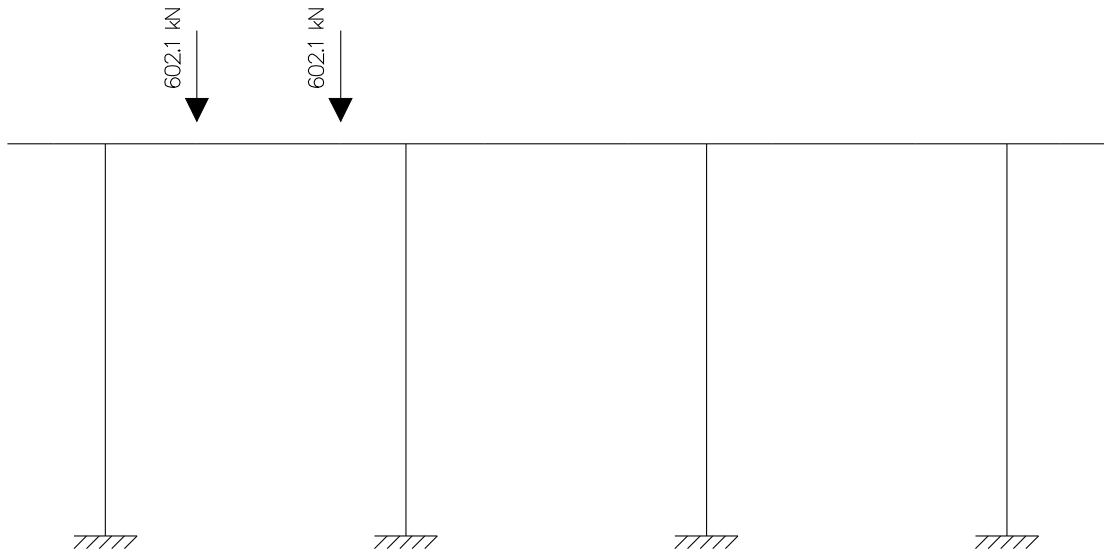
- Momentos fletores



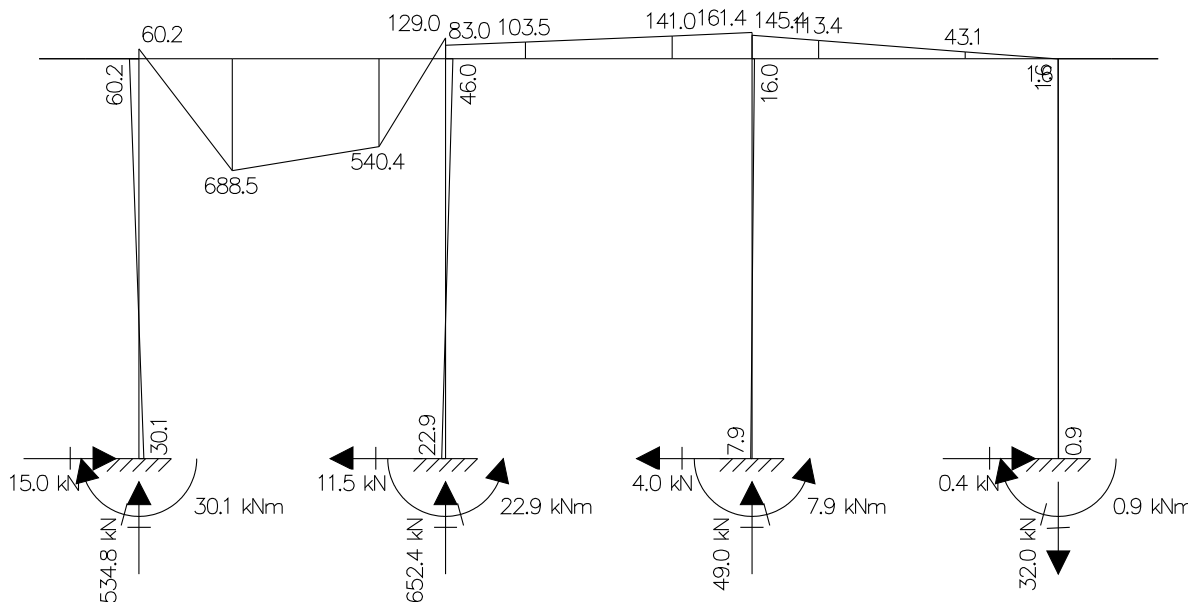
- Esforços cortantes



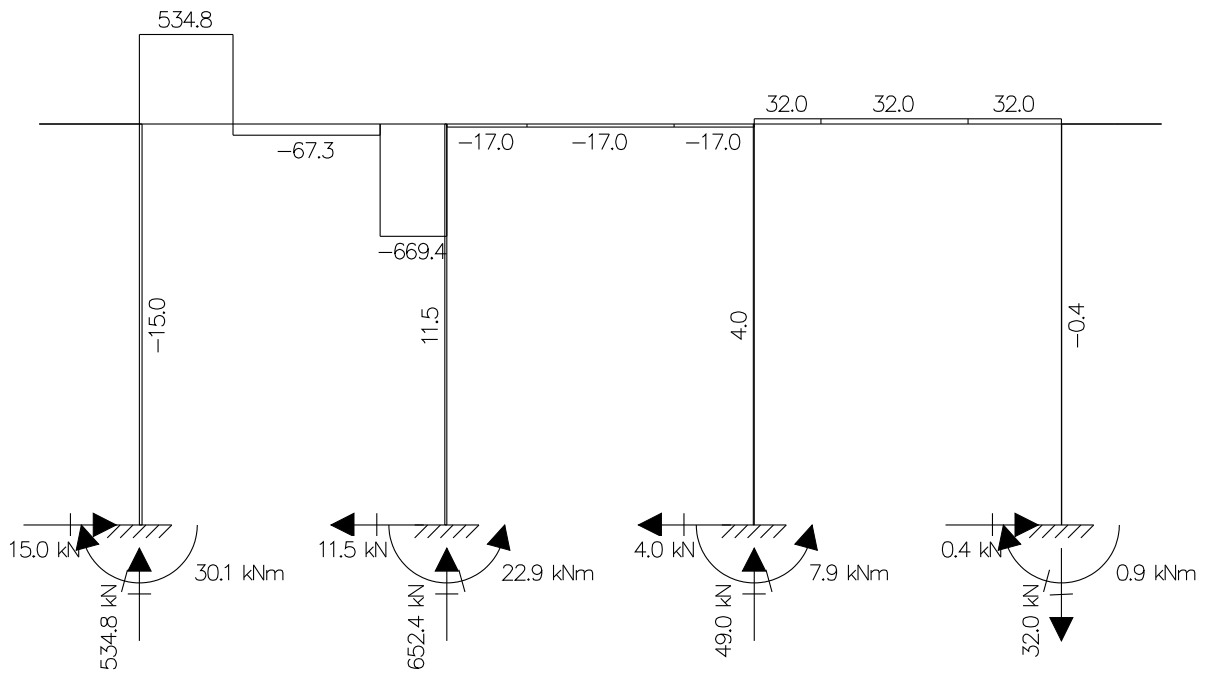
- Cargas móveis (Hipótese 3)



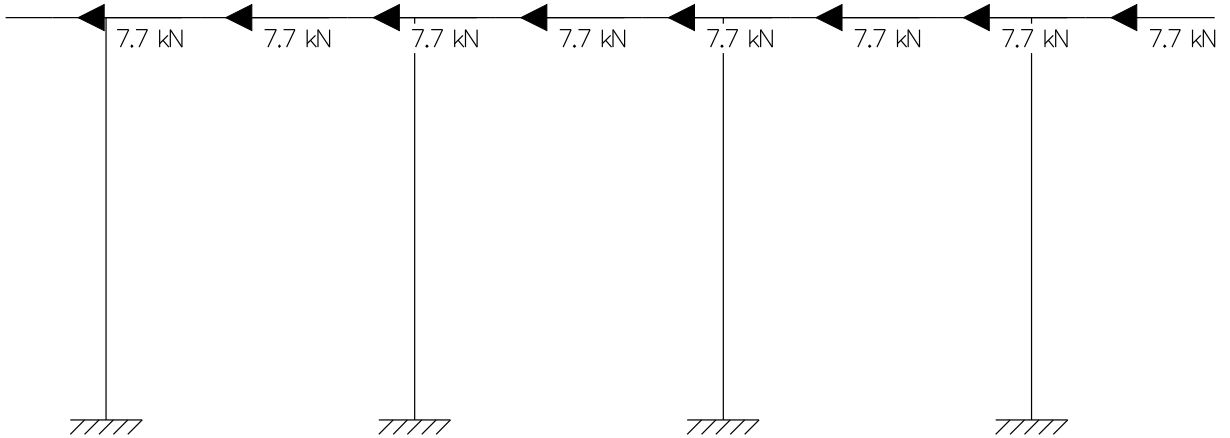
- Momentos fletores



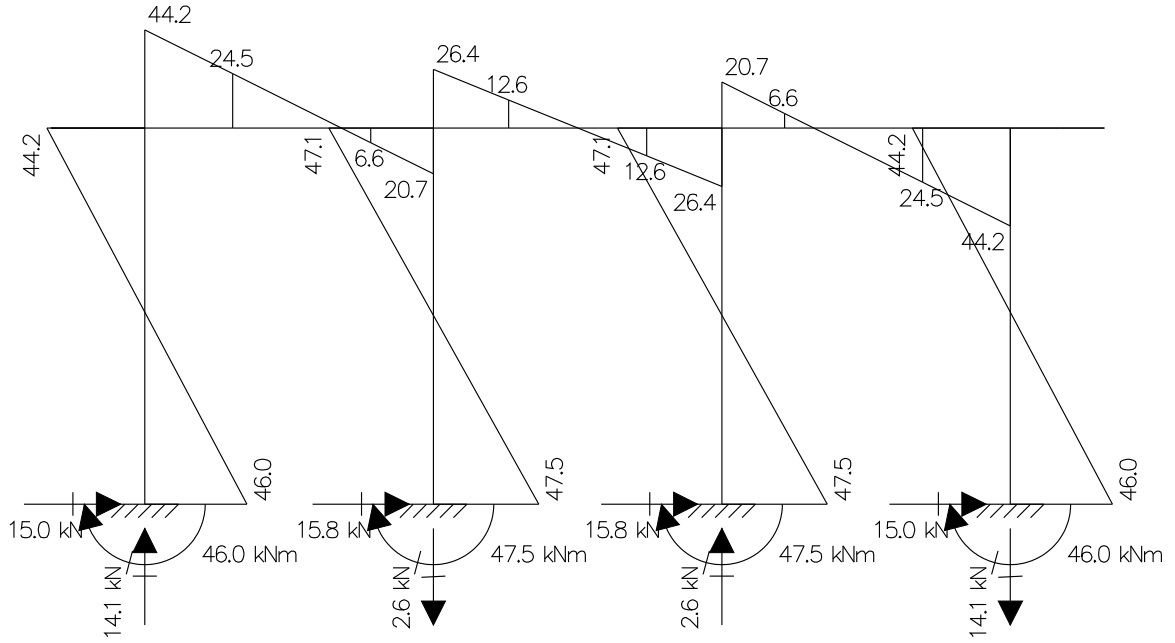
- Esforços cortantes



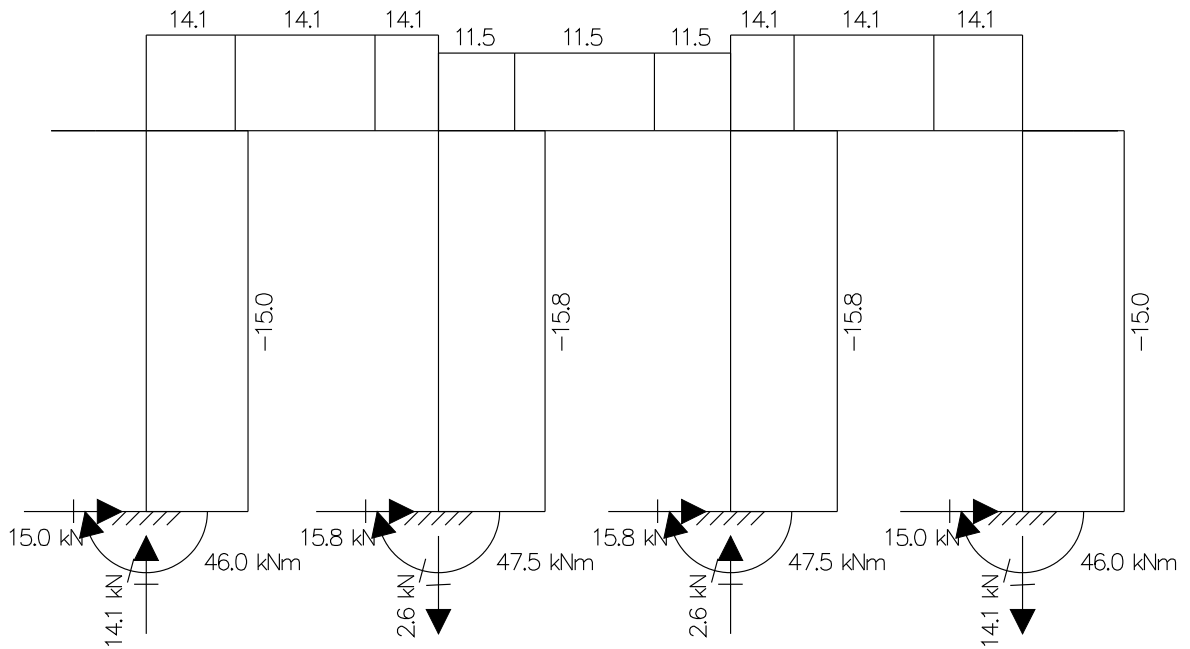
• Vento



- Momentos fletores

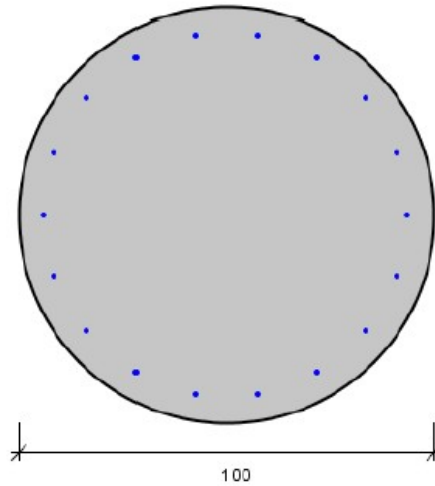


- Esforços cortantes



2.9 Dimensionamento pilares

Seção Transversal:



Armação: 18 ϕ 16 mm ($A_s = 36.19 \text{ cm}^2$)

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: $\rho_s = 0.46 \%$

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

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar em Balanço

Comprimento: $L = 600 \text{ cm}$

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 48$

$\lambda_y = 48$

Estribos: $\phi 6,3c.15$

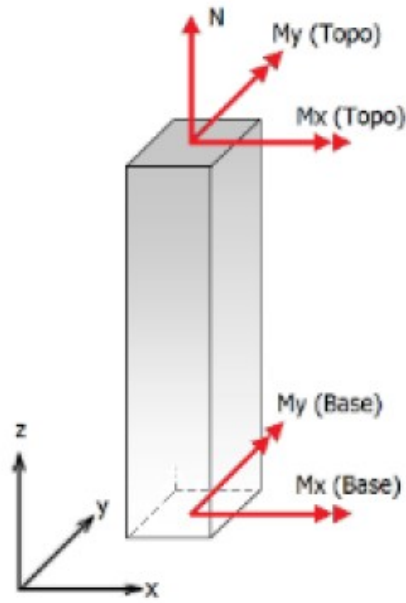


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_{sk}	$M_{sk,x}(\text{Topo})$	$M_{sk,y}(\text{Topo})$	$M_{sk,x}(\text{Base})$	$M_{sk,y}(\text{Base})$
1	-3108	75.2	0	63.4	538
2	-2396	157.7	0	104.3	538
3	-3492	72.3	0	60.6	538
4	-2773	104	0	77.1	538

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

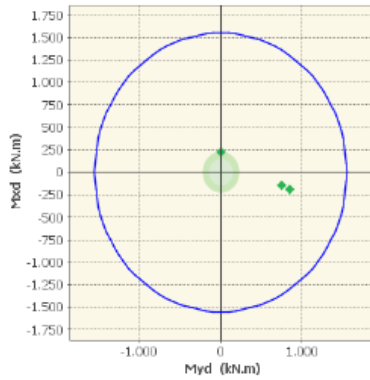


Figura: Diagrama de interação (Comb. 2)

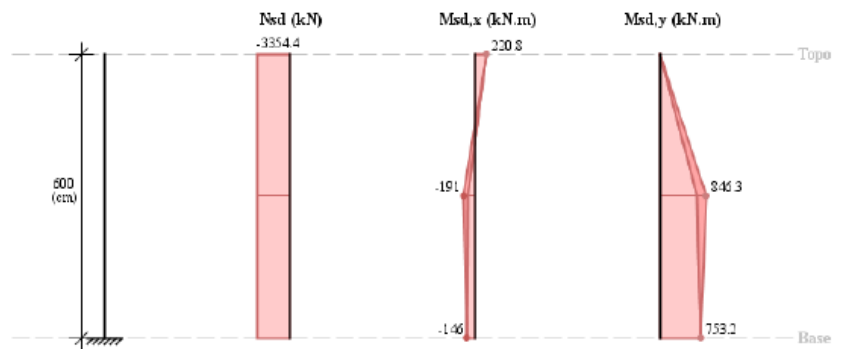


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 2)

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:

$$M_{d,tot,x} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 191 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_y = 5 \times 1 = 5 \text{ m};$$

$$B = h_y^2 N_{sd} - (N_{sd} \ell_0^2) / 320 - 5 h_y \alpha_b M_{d1,A} = 1^2 \times 3354,4 - (3354,4 \times 12^2) / 320 - 5 \times 1 \times 0,85 \times -146 = 2465,505 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{sd} h_y^2 \alpha_b M_{d1,A} = -3354,4 \times 1^2 \times 0,85 \times -146 = -416338,0648 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 M_C / M_A = 0,80 + 0,20 (37,4) / -146 = 0,7488, \alpha_b \geq 0,85.$$

Momentos em torno do eixo y:

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

$$M_{d,tot,y} = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = 846,3 \text{ kN.m}$$

Com:

$$A = 5 h_x = 5 \times 1 = 5 \text{ m};$$

$$B = h_x^2 N_{sd} - (N_{sd} \ell_0^2) / 320 - 5 h_x \alpha_b M_{d1,A} = 1^2 \times 3354,4 - (3354,4 \times 12^2) / 320 - 5 \times 1 \times 0,9 \times 753,2 = -1544,48 \text{ kN m}^2;$$

$$C = -N_{sd} h_x^2 \alpha_b M_{d1,A} = -3354,4 \times 1^2 \times 0,9 \times 753,2 = 2273880,672 \text{ kN}^2 \text{ m}^2;$$

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 M_C / M_A = 0,80 + 0,20 (376,6) / 753,2 = 0,9, \alpha_b \geq 0,85.$$

2.10 Dimensionamento travessa topo dos pilares

$$M_d^- = 1,35 \times 810 + 1,50 \times 535 = 1896,00 \text{ kN.m} = 189600 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{150 \times 164^2}{189600} = 21,28 \rightarrow A_s^- = 26,94 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 38,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 25,0$$

$$M_d^+ = 1,35 \times 432 + 1,50 \times 689 = 1616,70 \text{ kN.m} = 161670 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{150 \times 164^2}{161670} = 24,95 \rightarrow A_s^+ = 22,97 \text{ cm}^2 < A_{s,min} = 38,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 25,0$$

$$V_d = 1,35 \times 1058 + 1,5 \times 732 = 2526 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \times 0,88 \times 21429 \times 1,50 \times 1,64 = 12525 \text{ kN} > V_d \rightarrow OK$$

$$V_c = 0,6 \times 1448 \times 1,50 \times 1,64 = 2137 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = 2526 - 2137 = 389 \text{ kN}$$

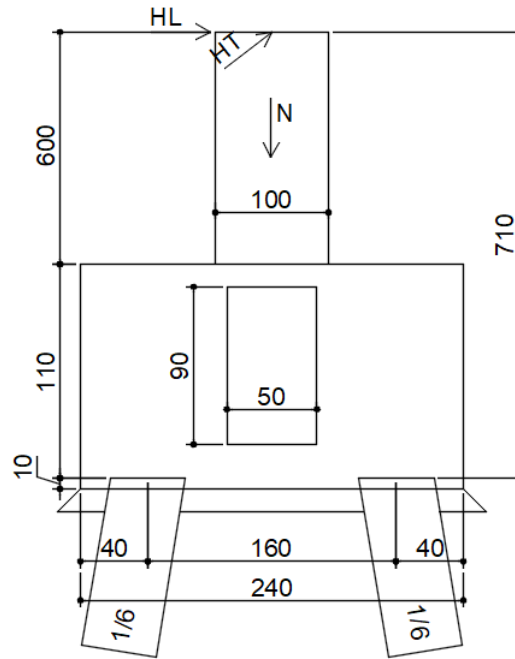
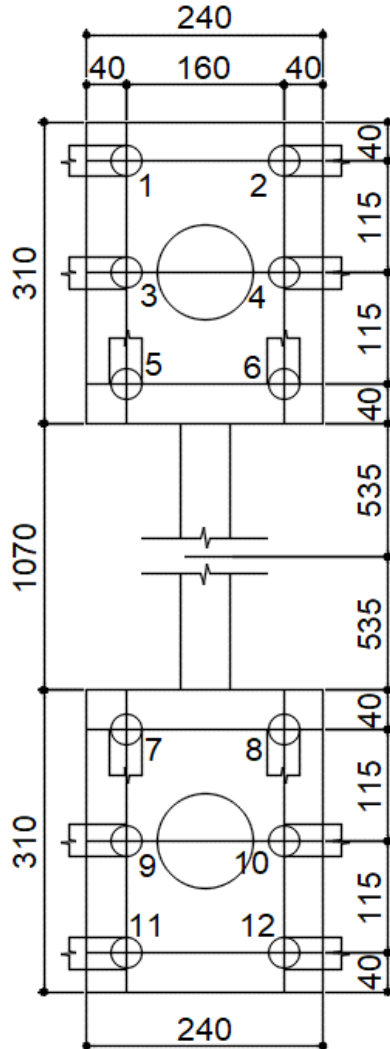
$$A_{sw} = \frac{0,389}{0,9 \times 435 \times 1,64} = 0,000606 \text{ m}^2 / \text{m} = 6,06 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{sw \min} = 17,39 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Adotado $\rightarrow \phi 10,0 \text{c.} 17$ (4 ramos)

$$A_{spele} = 0,10 \times 150 = 15,00 \text{ cm}^2 / \text{m} > 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \phi 10,0 \text{c.} 16$$

3 INFRAESTRUTURA

3.1 Blocos extremidade



Cargas da meso

$N_{\max} = 3094 \text{ kN}$
 $N_{\min} = 1933 \text{ kN}$

$\text{sen } \alpha = 0,1659$
 $\text{cos } \alpha = 0,9861$

Cargas verticais da infra

Peso próprio do bloco = 223 kN
 Peso próprio das vigas = 17 kN
 Peso solo sobre bloco = 0 kN

Forças horizontais

Longitudinal = 90 kN
 Transversal = 61 kN
 Empuxo solo = 0 kN

Alturas dos centros elásticos

$$e_L = 0,80 \text{ m}$$

$$e_T = 5,75 \text{ m}$$

$$\text{Direção longitudinal} = 4,8 \text{ m}$$

$$\text{Direção transversal} = 34,5 \text{ m}$$

Cálculo das cargas na estacas com hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical $V = 3334 \text{ kN}$

$$J_v = 5,8349 \quad F = 563,49 \text{ kN}$$

$$F_1=F_2=F_3=F_4=F_5=F_6=F_7=F_8=F_9=F_{10}=F_{11}=F_{12} = 563,49 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$J_{HL} = 0,1101 \quad F = 135,19 \text{ kN}$$

$$F_2=F_4=F_{10}=F_{12} = 135,19 \text{ kN}$$

$$F_1=F_3=F_9=F_{11} = -135,19 \text{ kN}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal $H_T = 61 \text{ kN}$

$$J_{HT} = 0,1101 \quad F = 92,48 \text{ kN}$$

$$F_5=F_6 = -92,48 \text{ kN}$$

$$F_7=F_8 = 92,48 \text{ kN}$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal $H_L = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$h = 7,10 \text{ m} \quad r_i = 0,80 \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 1,245$$

$$M_L = 206,33 \text{ kN.m} \quad F = 132,61 \text{ kN}$$

$$F_6=F_8 = 132,61 \text{ kN}$$

$$F_5=F_7 = -132,61 \text{ kN}$$

e) Devido ao momento causado pela força transversal $H_T = 61 \text{ kN}$

$$h = 7,10 \text{ m} \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 437,275$$

$$M_L = -1681,54 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} F1=F2 &= 30,96 \text{ kN} \\ F3=F4 &= 26,53 \text{ kN} \\ F9=F10 &= -26,53 \text{ kN} \\ F11=F12 &= -30,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

f) Superposição dos efeitos

$$\begin{array}{ll} F1 = 459,25 \text{ kN} & F2 = 729,63 \text{ kN} \\ F3 = 454,83 \text{ kN} & F4 = 725,21 \text{ kN} \\ F5 = 338,40 \text{ kN} & F6 = 603,61 \text{ kN} \\ F7 = 523,36 \text{ kN} & F8 = 788,58 \text{ kN} \\ F9 = 401,76 \text{ kN} & F10 = 672,14 \text{ kN} \\ F11 = 397,34 \text{ kN} & F12 = 667,72 \text{ kN} \end{array} \quad \text{Carga máxima} = 788,58 \text{ kN}$$

Cálculo das cargas na estacas com hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical $V = 2173 \text{ kN}$

$$J_v = 5,8349 \quad F = 367,27 \text{ kN}$$

$$F1=F2=F3=F4=F5=F6=F7=F8=F9=F10=F11=F12 = 367,27 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $HL = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$J_{HL} = 0,1101 \quad F = 135,19 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F2=F4=F10=F12 &= 135,19 \text{ kN} \\ F1=F3=F9=F11 &= -135,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Devido ao esforço horizontal transversal $HT = 61 \text{ kN}$

$$J_{HT} = 0,1101 \quad F = 92,48 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F5=F6 &= -92,48 \text{ kN} \\ F7=F8 &= 92,48 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Devido ao momento causado pela força longitudinal $HL = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$h = 7,10 \text{ m} \quad r_i = 0,80 \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 1,245$$

$$M_L = 206,33 \text{ kN.m} \quad F = 132,61 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} F6=F8 &= 132,61 \text{ kN} \\ F5=F7 &= -132,61 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Devido ao momento causado pela força transversal $HT = 61 \text{ kN}$

$$h = 7,10 \text{ m} \qquad \Sigma r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 437,275$$

$$M_L = -1681,54 \text{ kN.m} \quad F = -21,19 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_2 = 30,96 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_4 = 26,53 \text{ kN}$$

$$F_9 = F_{10} = -26,53 \text{ kN}$$

$$F_{11} = F_{12} = -30,96 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$F_1 = 263,04 \text{ kN}$	$F_2 = 533,42 \text{ kN}$	
$F_3 = 258,61 \text{ kN}$	$F_4 = 528,99 \text{ kN}$	Carga mínima = 142,18 kN
$F_5 = 142,18 \text{ kN}$	$F_6 = 407,39 \text{ kN}$	
$F_7 = 327,14 \text{ kN}$	$F_8 = 592,36 \text{ kN}$	
$F_9 = 205,55 \text{ kN}$	$F_{10} = 475,93 \text{ kN}$	
$F_{11} = 201,12 \text{ kN}$	$F_{12} = 471,50 \text{ kN}$	

Cálculo dos blocos

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

a) Direção longitudinal

$$W_0 = 0,484 \text{ m}^3$$

$M_L = 1488 \text{ kN.m}$	$f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa}$	$b_w = 240 \text{ cm}$
$M_{Ld} : 2083 \text{ kN.m}$	$> M_{d,min} = 1458 \text{ kN.m}$	
$cob : 4,00 \text{ cm}$	$d = 109 \text{ cm}$	$k_c = 13,689$
$ASL : 44,91 \text{ cm}^2$	$> A_{smin} = 39,60 \text{ cm}^2$	$k_s = 0,0235$

Adotado: 22 ϕ 16,0

b) Direção transversal

$$W_0 = 0,625 \text{ m}^3$$

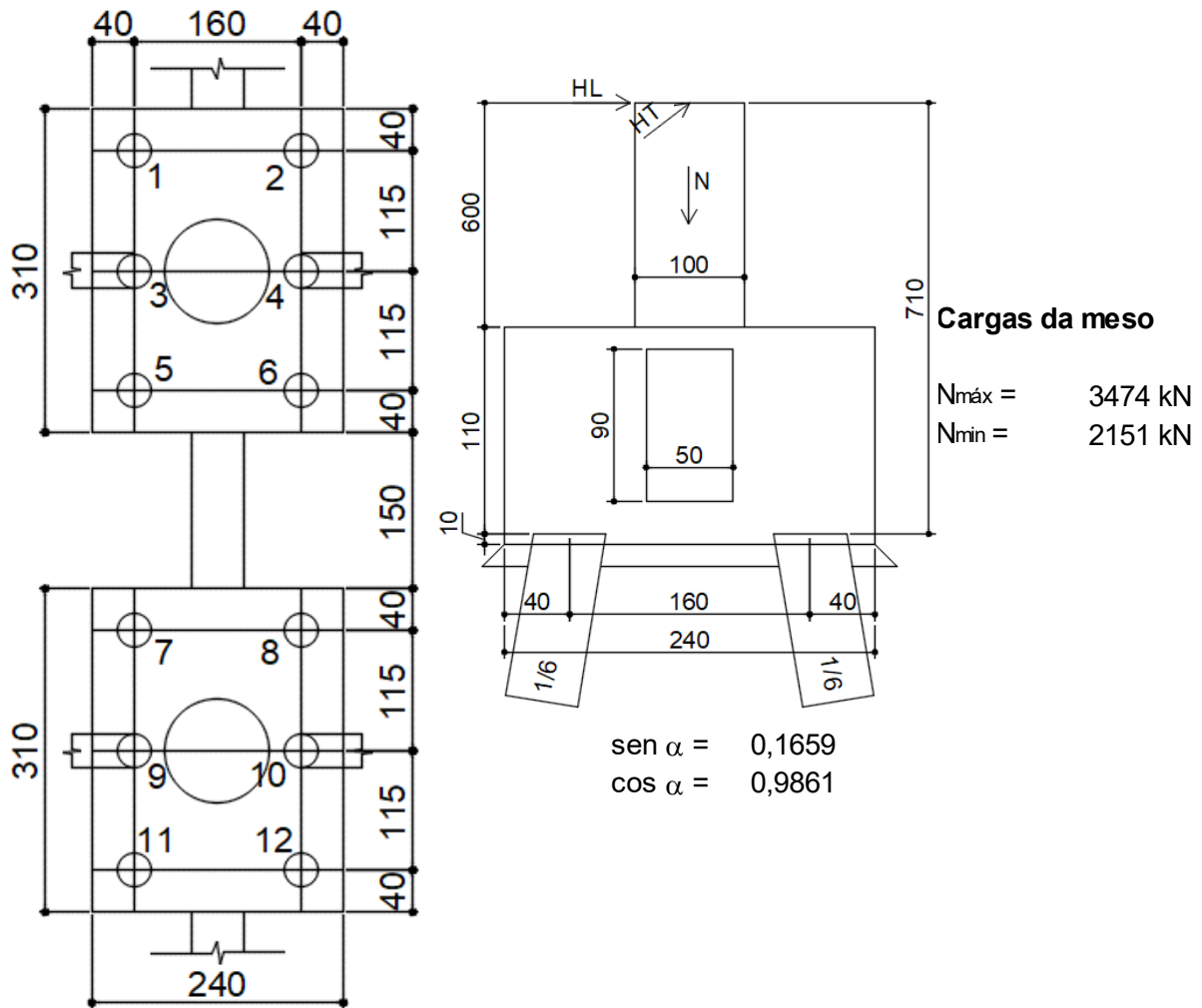
$M_L = 1679 \text{ kN.m}$	$f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa}$	$b_w = 310 \text{ cm}$
$M_{Ld} : 2351 \text{ kN.m}$	$> M_{d,min} = 1883 \text{ kN.m}$	
$cob : 4,00 \text{ cm}$	$d = 108 \text{ cm}$	$k_c = 15,381$
$ASL : 51,15 \text{ cm}^2$	$> A_{smin} = 51,15 \text{ cm}^2$	$k_s = 0,0235$

Adotado: 27 ϕ 16,0

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$A_{sc} = 9,61 \text{ cm}^2$	por direção	
$A_{sc} = 4,80 \text{ cm}^2$	em cada face	Adotado: 6 ϕ 10,0

3.2 Blocos centrais



Cargas verticais da infra

Peso próprio do bloco = 223 kN
 Peso próprio das vigas = 8 kN
 Peso solo sobre bloco = 0 kN

Forças horizontais

Longitudinal = 90 kN
 Transversal = 0 kN
 Empuxo solo = 0 kN

Alturas dos centros elásticos

$e_L = 0,80 \text{ m}$
 Direção longitudinal = 4,8 m

Cálculo das cargas na estacas com hipótese de carga máxima

a) Devido ao esforço vertical $V = 3706 \text{ kN}$

$$J_v = 5,8899$$

$$F_3=F_4=F_9=F_{10} = 620,43 \text{ kN}$$

$$F_1=F_2=F_5=F_6=F_7=F_8=F_{11}=F_{12} = 629,15 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$J_{HL} = 0,0550 \quad F = 270,38 \text{ kN}$$

$$F_3=F_9 = -270,38 \text{ kN}$$

$$F_4=F_{10} = 270,38 \text{ kN}$$

c) Devido ao momento causado pela força longitudinal $H_L = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$h = 7,10 \text{ m} \quad r_i = 0,80 \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 2,490$$

$$M_L = 206,33 \text{ kN.m} \quad F = 66,30 \text{ kN}$$

$$F_2=F_6=F_8=F_{12} = 66,30 \text{ kN}$$

$$F_1=F_5=F_7=F_{11} = -66,30 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$$F_1 = 562,85 \text{ kN}$$

$$F_2 = 695,45 \text{ kN}$$

$$F_3 = 350,05 \text{ kN}$$

$$F_4 = 890,81 \text{ kN}$$

$$\text{Carga máxima} = 890,81 \text{ kN}$$

$$F_5 = 562,85 \text{ kN}$$

$$F_6 = 695,45 \text{ kN}$$

$$F_7 = 562,85 \text{ kN}$$

$$F_8 = 695,45 \text{ kN}$$

$$F_9 = 350,05 \text{ kN}$$

$$F_{10} = 890,81 \text{ kN}$$

$$F_{11} = 562,85 \text{ kN}$$

$$F_{12} = 695,45 \text{ kN}$$

Cálculo das cargas na estacas com hipótese de carga mínima

a) Devido ao esforço vertical $V = 2383 \text{ kN}$

$$J_v = 5,8349$$

$$F_3=F_4=F_9=F_{10} = 402,69 \text{ kN}$$

$$F_1=F_2=F_5=F_6=F_7=F_8=F_{11}=F_{12} = 408,34 \text{ kN}$$

b) Devido ao esforço horizontal longitudinal $H_L = 90 \text{ kN}$
 0 kN

$$J_{HL} = 0,0550 \quad F = 270,38 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_9 = -270,38 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_{10} = 270,38 \text{ kN}$$

c) Devido ao momento causado pela força longitudinal HL = 90 kN
0 kN

$$h = 7,10 \text{ m} \quad r_i = 0,80 \quad \sum r_i^2 \times \cos^2 \alpha = 2,490$$

$$M_L = 206,33 \text{ kN.m} \quad F = 66,30 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_6 = F_8 = F_{12} = 66,30 \text{ kN}$$

$$F_1 = F_5 = F_7 = F_{11} = -66,30 \text{ kN}$$

f) Superposição dos efeitos

$$F_1 = 342,04 \text{ kN}$$

$$F_2 = 474,65 \text{ kN}$$

$$F_3 = 132,31 \text{ kN}$$

$$F_4 = 673,07 \text{ kN}$$

$$\text{Carga mínima} = 132,31 \text{ kN}$$

$$F_5 = 342,04 \text{ kN}$$

$$F_6 = 474,65 \text{ kN}$$

$$F_7 = 342,04 \text{ kN}$$

$$F_8 = 474,65 \text{ kN}$$

$$F_9 = 132,31 \text{ kN}$$

$$F_{10} = 673,07 \text{ kN}$$

$$F_{11} = 342,04 \text{ kN}$$

$$F_{12} = 474,65 \text{ kN}$$

Cálculo dos blocos

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

a) Direção longitudinal

$$W_0 = 0,484 \text{ m}^3$$

$$M_L = 1427 \text{ kN.m} \quad f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa} \quad b_w = 240 \text{ cm}$$

$$M_{Ld} : 1998 \text{ kN.m} > M_{d,min} = 1458 \text{ kN.m}$$

$$\text{cob} : 4,00 \text{ cm} \quad d = 109 \text{ cm} \quad k_c = 14,273 \quad k_s = 0,0235$$

$$A_{SL} : 43,07 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 39,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 22 \phi 16,0$$

b) Direção transversal

$$W_0 = 0,625 \text{ m}^3$$

$$M_L = 1800 \text{ kN.m} \quad f_{ctk,sup} = 3,765 \text{ MPa} \quad b_w = 310 \text{ cm}$$

$$M_{Ld} : 2520 \text{ kN.m} > M_{d,min} = 1883 \text{ kN.m}$$

$$\text{cob} : 4,00 \text{ cm} \quad d = 108 \text{ cm} \quad k_c = 14,348 \quad k_s = 0,0235$$

$$A_{SL} : 54,84 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 51,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 27 \phi 16,0$$

c) Armaduras de cintamento nas faces laterais do bloco

$$A_{sc} = 9,42 \text{ cm}^2 \quad \text{por direção}$$

$$A_{sc} = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{em cada face} \quad \text{Adotado: } 6 \phi 10,0$$

FIM