

MEMORIAL DE CÁLCULO – PONTE SÃO JOSÉ

CORTINA DA PONTE (Dimensionado através do CypeCad)

1. NORMA E MATERIAIS

Norma: ABNT NBR 6118:2014 (Brasil)
Concreto: C30, usina.rigor
Aço em barras: CA-50 e CA-60
Tipo de ambiente: Tipo II
Cobrimento no intradorso do muro: 3.0 cm
Cobrimento no tardo do muro: 3.0 cm
Cobrimento superior da fundação: 5.0 cm
Cobrimento inferior da fundação: 5.0 cm
Cobrimento lateral da fundação: 7.0 cm
Tamanho máximo agregado: 30 mm

2. AÇÕES

Empuxo no intradorso: Sem empuxo
Empuxo no tardo: Ativo

3. DADOS GERAIS

Cota do Térreo: 0.00 m
Altura do muro sobre a rasante: 0.00 m
Facejamento: Sem facejamento
Comprimento do muro em planta: 12.00 m
Sem juntas de retração
Tipo de fundação: Engastado

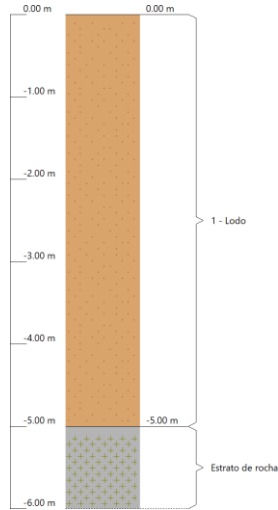
4. DESCRIÇÃO DO TERRENO

Cota da rocha: -5.00 m
Porcentagem de atrito interno entre o terreno e a face externa do muro: 0 %
Porcentagem de atrito interno entre o terreno e o tardo do muro: 0 %
Alívio por drenagem: 100 %

Referências	Cota superior	Descrição	Coeficientes de empuxo
1 - Lodo	0.00 m	Densidade aparente: 20.00 kN/m ³ Densidade submersa: 10.00 kN/m ³ Ângulo atrito interno: 27.00 graus Coesão: 0.00 kN/m ²	Ativo tardo: 0.38
2 - rocha	-5.00 m	Densidade aparente: 22.00 kN/m ³ Densidade submersa: 11.00 kN/m ³ Ângulo atrito interno: 34.00 graus Coesão: 0.00 kN/m ²	Ativo tardo: 0.28

PROGETTARE
ENGENHARIA E ASSESSORIA

5. SEÇÃO VERTICAL DO TERRENO



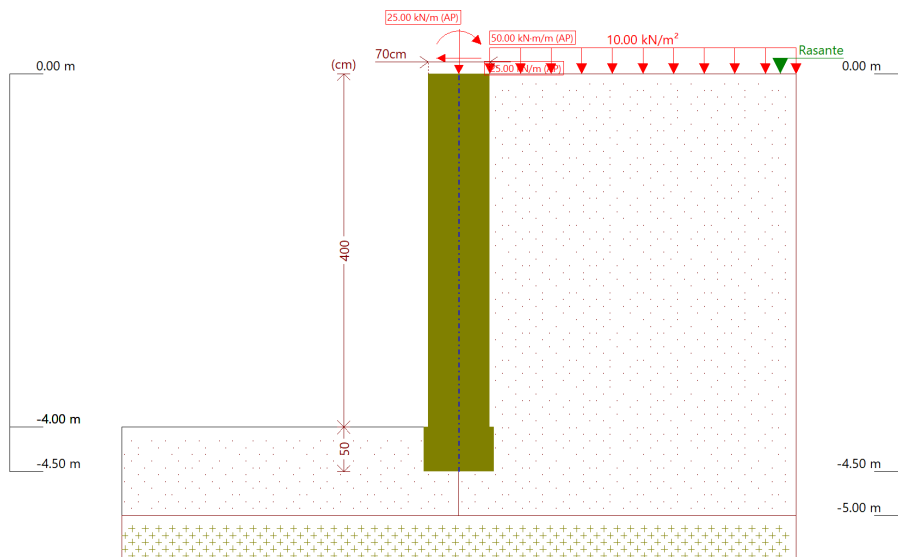
6. GEOMETRIA

Altura: 4.00 m

Espessura sup.: Intradorso: 35.0 cm / Tardoz: 35.0 cm

Espessura inf.: Intradorso: 35.0 cm / Tardoz: 35.0 cm

7. ESQUEMA DAS FASES



Fase 1: Fase

8. CARGAS

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

CARGAS NO TARDOZ

Tipo	Cota	Dados	Fase inicial	Fase final
Uniforme	Na superfície	Valor: 10 kN/m ²	Fase	Fase

9. RESULTADOS DAS FASES

Esforços sem majorar.

FASE 1: FASE

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS COM SOBRECARGAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (kN/m)	Diagrama de esforços cortantes (kN/m)	Diagrama de momentos fletores (kN-m/m)	Diagrama de empuxos (kN/m ²)	Pressão hidrostática (kN/m ²)
0.00	25.00	25.00	-50.00	3.76	0.00
-0.39	31.70	27.04	-39.89	6.68	0.00
-0.79	38.56	30.31	-28.46	9.69	0.00
-1.19	45.43	34.79	-15.48	12.69	0.00
-1.59	52.30	40.46	-0.47	15.70	0.00
-1.99	59.16	47.34	17.05	18.70	0.00
-2.39	66.03	55.43	37.56	21.71	0.00
-2.79	72.90	64.71	61.55	24.71	0.00
-3.19	79.76	75.19	89.49	27.71	0.00
-3.59	86.63	86.88	121.87	30.72	0.00
-3.99	93.50	99.77	159.15	33.72	0.00
Máximos	93.67 Cota: -4.00 m	100.10 Cota: -4.00 m	160.15 Cota: -4.00 m	33.80 Cota: -4.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	25.00 Cota: 0.00 m	25.00 Cota: 0.00 m	-50.00 Cota: 0.00 m	3.76 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

PESO PRÓPRIO E EMPUXO DE TERRAS

Cota (m)	Diagrama de esforços axiais (kN/m)	Diagrama de esforços cortantes (kN/m)	Diagrama de momentos fletores (kN-m/m)	Diagrama de empuxos (kN/m ²)	Pressão hidrostática (kN/m ²)
0.00	25.00	25.00	-50.00	-0.00	0.00
-0.39	31.70	25.57	-40.18	2.93	0.00
-0.79	38.56	27.34	-29.63	5.93	0.00
-1.19	45.43	30.32	-18.14	8.94	0.00
-1.59	52.30	34.49	-5.22	11.94	0.00
-1.99	59.16	39.87	9.61	14.95	0.00
-2.39	66.03	46.45	26.84	17.95	0.00
-2.79	72.90	54.23	46.94	20.95	0.00
-3.19	79.76	63.21	70.38	23.96	0.00
-3.59	86.63	73.40	97.67	26.96	0.00
-3.99	93.50	84.78	129.26	29.97	0.00
Máximos	93.67 Cota: -4.00 m	85.08 Cota: -4.00 m	130.11 Cota: -4.00 m	30.04 Cota: -4.00 m	0.00 Cota: 0.00 m
Mínimos	25.00 Cota: 0.00 m	25.00 Cota: 0.00 m	-50.00 Cota: 0.00 m	-0.00 Cota: 0.00 m	0.00 Cota: 0.00 m

10. COMBINAÇÕES

HIPÓTESES DE AÇÕES

1 - Peso próprio
2 - Empuxo de terras
3 - Sobrecarga

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMOS

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	0.90	0.90	
2	1.40	0.90	
3	0.90	1.40	
4	1.40	1.40	
5	0.90	0.90	1.40
6	1.40	0.90	1.40
7	0.90	1.40	1.40
8	1.40	1.40	1.40

COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO

Combinação	Hipóteses de Ações		
	1	2	3
1	1.00	1.00	
2	1.00	1.00	0.60

11. DESCRIÇÃO DA ARMADURA

COROAMENTO				
Armadura superior / 3Ø12.5: inferior / 3Ø12.5				
Estribos: Ø10c/30				
Altura viga: 58.3 cm				
Ancoragem intradorso / tardo: 100 / 60 cm				
TRAMOS				
Núm.	Intradorso		Tardo	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	Ø16c/20	Ø12.5c/10	Ø20c/20	Ø12.5c/10
	Emendas: 0.61 m		Emendas: 1.4 m	

12. VERIFICAÇÕES GEOMÉTRICAS E DE RESISTÊNCIA

Referência: Ponte São José - Cabeceira Nova Prata (Cortina da ponte)		
Verificação	Valores	Estado
Verificação aos esf. tangenciais na base do muro: <i>Critério da CYPE</i>	Máximo: 1090.8 kN/m Calculado: 140.1 kN/m	Passa
Espessura mínima do tramo: <i>Jiménez Salas, J.A.. Geotecnia y Cimientos II, (Cap. 12)</i>	Mínimo: 20 cm Calculado: 70 cm	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras horizontais: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2</i>	Mínimo: 3.6 cm	
- Tardo:	Calculado: 8.7 cm	Passa
- Intradorso:	Calculado: 8.7 cm	Passa
Espaçamento máximo armaduras horizontais: <i>Norma EC-2. Artigo 9.3.1.1 (3)</i>	Máximo: 40 cm	
- Tardo:	Calculado: 10 cm	Passa

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Referência: Ponte São José - Cabeceira Nova Prata (Cortina da ponte)		
Verificação	Valores	Estado
- Intradorso:	Calculado: 10 cm	Passa
Taxa geométrica mínima horizontal por face: <i>Norma EHE-08. Artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0016	
- Tardoz (-4.00 m):	Calculado: 0.00175	Passa
- Intradorso (-4.00 m):	Calculado: 0.00175	Passa
Quantidade mínima mecânica horizontal por face: <i>Crítério J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano". (Quant. horizontal > 20% Quant. vertical)</i>	Calculado: 0.00175	
- Tardoz:	Mínimo: 0.00044	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0.00028	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 m): <i>Norma EHE-08. Artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.0009 Calculado: 0.00224	Passa
Quantia mínima mecânica vertical face tracionada: - Tardoz (-4.00 m): <i>Norma EHE-08. Artigo 42.3.2</i>	Mínimo: 0.00212 Calculado: 0.00224	Passa
Quant. mínima geométrica vertical face comprimida: - Intradorso (-4.00 m): <i>Norma EHE-08. Artigo 42.3.5</i>	Mínimo: 0.00027 Calculado: 0.00143	Passa
Quant. mínima mecânica vertical face comprimida: - Intradorso (-4.00 m): <i>Norma EHE, artigo 42.3.2 (Flexão simples ou composta)</i>	Mínimo: 2e-05 Calculado: 0.00143	Passa
Quantidade máxima geométrica de armadura vertical total: - (0.00 m): <i>Norma EC-2. Artigo 9.6.2 (1)</i>	Máximo: 0.04 Calculado: 0.00368	Passa
Espaçamento livre mínimo armaduras verticais: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2</i>	Mínimo: 2 cm	
- Tardoz, vertical:	Calculado: 16 cm	Passa
- Intradorso, vertical:	Calculado: 16.8 cm	Passa
Espaçamento máximo entre barras: <i>Norma EC-2. Artigo 9.3.1.1 (3)</i>	Máximo: 25 cm	
- Armadura vertical Tardoz, vertical:	Calculado: 20 cm	Passa
- Armadura vertical Intradorso, vertical:	Calculado: 20 cm	Passa
Verificação à flexão composta: <i>Verificação realizada por unidade de comprimento de muro</i>		Passa
Verificação ao cortante: <i>Artigo 19.4 (norma NBR 6118:2014)</i>	Máximo: 325.8 kN/m Calculado: 111.2 kN/m	Passa
Verificação de fissuração: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.3</i>	Máximo: 0.3 mm Calculado: 0.115 mm	Passa

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Referência: Ponte São José - Cabeceira Nova Prata (Cortina da ponte)		
Verificação	Valores	Estado
Comprimento de trespasse: <i>Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 9.5</i>		
- Base tardoz:	Mínimo: 1.23 m Calculado: 1.4 m	Passa
- Base intradorso:	Mínimo: 0.49 m Calculado: 0.61 m	Passa
Verificação da ancoragem da armadura base no coroamento: <i>Critério J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>		
- Tardoz:	Mínimo: 60 cm Calculado: 60 cm	Passa
- Intradorso:	Mínimo: 0 cm Calculado: 100 cm	Passa
Área mínima longitudinal face superior viga de coroamento: <i>Critério J.Calavera. "Muros de contención y muros de sótano".</i>	Mínimo: 2.2 cm ² Calculado: 3.6 cm ²	Passa
Altura mínima viga coroamento: <i>Critério da CYPE: a altura da viga deve ser maior que a largura da viga ou 25cm</i>	Mínimo: 57 cm Calculado: 58 cm	Passa
Área mínima estribos viga coroamento: <i>Norma EHE-08. Artigo 44.2.3.4.1</i>	Mínimo: 5.14 cm ² /m Calculado: 5.23 cm ² /m	Passa
Espaçamento máximo entre estribos: <i>Norma EHE-08. Artigo 44.2.3.4.1</i>	Máximo: 30 cm Calculado: 30 cm	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		
Informação adicional:		
- Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Tardoz: -4.00 m - Cota da seção com a mínima relação 'quantidade horizontal / quantidade vertical' Intradorso: -4.00 m - Seção crítica à flexão composta: Cota: -4.00 m, Md: 224.22 kN·m/m, Nd: 131.14 kN/m, Vd: 140.15 kN/m, Tensão máxima do aço: 192.885 MPa - Seção crítica ao esforço cortante: Cota: -3.34 m - Seção com a máxima abertura de fissuras: Cota: -4.00 m, M: 148.14 kN·m/m, N: 93.67 kN/m		

13. QUANTITATIVOS

Referência: Muro		CA-50				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura base transversal	Comprimento (m)			61x4.94		301.34
	Peso (kg)			61x7.80		475.71
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		40x11.86			474.40
	Peso (kg)		40x11.42			456.94
Armadura base transversal	Comprimento (m)				61x4.54	276.94
	Peso (kg)				61x11.20	683.06
Armadura longitudinal	Comprimento (m)		40x11.86			474.40
	Peso (kg)		40x11.42			456.94
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		3x11.86			35.58
	Peso (kg)		3x11.42			34.27
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)		3x11.86			35.58
	Peso (kg)		3x11.42			34.27

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Referência: Muro		CA-50				Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	
Armadura viga coroamento	Comprimento (m)	41x2.48				101.68
	Peso (kg)	41x1.53				62.66
Arranques - Transversal - Esquerda	Comprimento (m)			61x1.40		85.40
	Peso (kg)			61x2.21		134.82
Arranques - Transversal - Direita	Comprimento (m)				61x2.19	133.59
	Peso (kg)				61x5.40	329.50
Totais	Comprimento (m)	101.68	1019.96	386.74	410.53	
	Peso (kg)	62.66	982.42	610.53	1012.56	2668.17
Total com perdas (0.00%)	Comprimento (m)	101.68	1019.96	386.74	410.53	
	Peso (kg)	62.66	982.42	610.53	1012.56	2668.17

Resumo de medição (incluindo perdas de aço)

Elemento	CA-50 (kg)					Concreto (m³)
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Ø20	Total	C30, usina.rigor
Referência: Muro	62.66	982.42	610.53	1012.56	2668.17	33.60
Totais	62.66	982.42	610.53	1012.56	2668.17	33.60

ESTUDO GEOTÉCNICO CONSOLIDADO – CABECEIRA DA PONTE

1. Resumo Executivo

Este relatório consolida as análises dos furos de sondagem SM1 e SM2 referentes à cabeceira da ponte localizada na Comunidade São José, no município de Nova Prata/RS. A interpretação geotécnica baseia-se nos relatórios de sondagem e nos parâmetros médios usuais de aderência para estacas raiz, considerando o comportamento dos materiais identificados e as premissas de projeto estabelecidas.

O furo SM1 apresentou transição de basalto muito fraturado (classe C3) para basalto mais coerente (classe C2) entre as cotas de 6,0 e 8,0 m, enquanto o furo SM2 indicou quebra do fuste, interpretada como início de horizonte mais competente (C2) abaixo de 7,5–8,0 m. Foram adotadas, respectivamente, as seguintes proporções de material ao longo do fuste das estacas: SM1 – 2,0 m em C3 e 4,0 m em C2; SM2 – 2,5 m em C3 e 3,5 m em C2.

Furo	Comprimentos (m)	Q _{adm} por estaca (kN)	Q _{adm} do grupo (8 est./eff 0,85) (kN)	FS (Reação 2.150 kN)
SM1 (bloco a 4,0 m)	2,0 C3 + 4,0 C2	≈ 1.910	≈ 12.970	≈ 6,0
SM2 (bloco a 5,0 m, com C2 inferido)	2,5 C3 + 3,5 C2	≈ 1.760	≈ 11.985	≈ 5,6
Conclusão resumida	Ambos com boa margem de segurança			

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Ambas as cabeceiras apresentam fatores de segurança superiores a 5,0 para as reações verticais de 2.150 kN, indicando desempenho geotécnico amplamente satisfatório e coerente com a tipologia adotada. O lado SM2, mesmo com base em horizonte predominantemente C3, atinge comportamento similar ao SM1 devido à presença inferida do C2 e à continuidade do bloco de coroamento, que promove redistribuição de esforços.

2. Dados de campo e reconhecimento geotécnico

Os furos de sondagem mista (SM1 e SM2) foram executados conforme NBR 6484 e NBR 8036, atingindo profundidades médias de 8,0 m. O nível d'água foi observado próximo de 1,5 a 1,8 m em ambos os pontos. Os perfis revelaram basalto muito alterado e intensamente fraturado nos primeiros metros (classe C3, RQD 0), seguido de material mais coerente (classe C2), ainda com fraturamento, a partir de cerca de 6,0 m no SM1 e de 7,5–8,0 m no SM2.

3. Condições de projeto e configuração da fundação

A fundação das cabeceiras é composta por estacas raiz de 6,0 m de comprimento e 0,33 m de diâmetro, dispostas em duas linhas, com espaçamento longitudinal de 1,50 m e transversal de 1,35 m. O bloco de coroamento contínuo possui 2,00 m de largura, 1,25 m de altura e 6,00 m de comprimento, engastando uma cortina de 0,70 m de espessura.

A base do bloco do lado SM1 situa-se ao nível 4,0 m, enquanto no lado SM2 encontra-se ao nível 5,0 m. Ambas as fundações apoiam-se em maciço de basalto alterado, com resistência obtida principalmente pela aderência lateral das estacas e pelo trecho de soquete em rocha mais coerente.

4. Estimativas de capacidade de carga por aderência

Os cálculos de capacidade foram realizados com base em tensões de aderência usuais para estacas raiz injetadas, variando de 0,30 MPa para materiais C3 (muito fraturados) a 1,00 MPa para materiais C2 (coerentes). O perímetro equivalente foi considerado como $P = \pi \cdot D = 1,037$ m. Aplicando coeficiente global de segurança igual a 2,5 e eficiência de grupo de 0,85 ($s/D \approx 3,0$), obtiveram-se as capacidades descritas no resumo executivo.

5. Análise comparativa SM1 × SM2 (atualizado)

O furo SM1 apresentou comportamento típico de basalto muito alterado sobre rocha mais sã, com boa transição de rigidez, o que favorece o desempenho das estacas. Já o furo SM2, apesar de inicialmente menos favorável, apresentou indícios de material mais coerente pela quebra do fuste durante a sondagem, inferindo-se a presença de C2 a partir de aproximadamente 7,5–8,0 m. Com essa correção, a estimativa de capacidade do SM2 aumentou consideravelmente, resultando em comportamento equivalente ao SM1, ambos com margens de segurança superiores a 5,0 frente às reações previstas.

6. Conclusão e parecer técnico final

As análises consolidadas dos furos SM1 e SM2 indicam que a fundação projetada por estacas raiz de 33 cm de diâmetro e 6,0 m de comprimento, associadas a bloco de coroamento contínuo, é tecnicamente adequada para as condições geotécnicas da cabeceira da ponte da Comunidade São José. Com fatores de segurança da ordem de 6,0 (SM1) e 5,6 (SM2 atualizado), o sistema apresenta

PROGETTARE

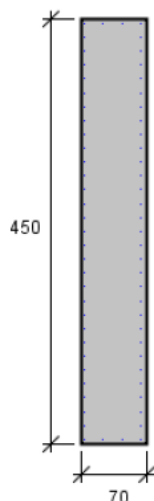
ENGENHARIA E ASSESSORIA

excelente desempenho e redundância estrutural. A execução cuidadosa e o controle tecnológico serão determinantes para assegurar que os resultados obtidos em projeto se reproduzam em campo.

Recomenda-se manter os parâmetros executivos previstos, adotar controle rigoroso da injeção e proceder ao monitoramento de recalques e integridade das estacas. Dessa forma, a solução apresentada atende plenamente aos critérios de segurança e estabilidade requeridos para a obra.

ANÁLISE DE PILARES DE CONCRETO ARMADO (Dimensionado com P-Calc)

PILAR P1: Dados Gerais



Armação: 66 ϕ 20 mm ($A_s = 207.35 \text{ cm}^2$)

Propriedade seção bruta de concreto:

Área: $A_c = 31500 \text{ cm}^2$

Centro de gravidade: $x_{cg} = 35 \text{ cm}$

$y_{cg} = 225 \text{ cm}$

Inércia em relação ao cg: $I_x = 531562500 \text{ cm}^4$

$I_y = 12862500 \text{ cm}^4$

Taxa de armadura: $\rho_s = 0.66 \%$

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

Aço $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Tipo de vinculação: Pilar Biapoiado

Comprimento: $L = 590 \text{ cm}$

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Índice de Esbeltez: $\lambda_x = 5$
 $\lambda_y = 29$

PILAR P1: Dados Armadura

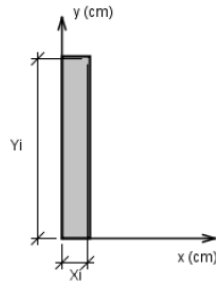


Figura: Sistema de coordenadas para as armaduras

BARRA	ϕ (mm)	X (cm)	Y (cm)
1	20.0	5	5
2	20.0	25	5
3	20.0	45	5
4	20.0	65	5
5	20.0	5	19.7
6	20.0	65	19.7
7	20.0	5	34.3
8	20.0	65	34.3
9	20.0	5	49
10	20.0	65	49
11	20.0	5	63.7
12	20.0	65	63.7
13	20.0	5	78.3
14	20.0	65	78.3
15	20.0	5	93
16	20.0	65	93
17	20.0	5	107.7
18	20.0	65	107.7
19	20.0	5	122.3
20	20.0	65	122.3
21	20.0	5	137
22	20.0	65	137
23	20.0	5	151.7
24	20.0	65	151.7
25	20.0	5	166.3
26	20.0	65	166.3
27	20.0	5	181
28	20.0	65	181
29	20.0	5	195.7
30	20.0	65	195.7
31	20.0	5	210.3
32	20.0	65	210.3
33	20.0	5	225
34	20.0	65	225
35	20.0	5	239.7
36	20.0	65	239.7
37	20.0	5	254.3
38	20.0	65	254.3
39	20.0	5	269
40	20.0	65	269
41	20.0	5	283.7
42	20.0	65	283.7
43	20.0	5	298.3
44	20.0	65	298.3
45	20.0	5	313
46	20.0	65	313
47	20.0	5	327.7
48	20.0	65	327.7
49	20.0	5	342.3
50	20.0	65	342.3
51	20.0	5	357
52	20.0	65	357
53	20.0	5	371.7
54	20.0	65	371.7
55	20.0	5	386.3
56	20.0	65	386.3
57	20.0	5	401
58	20.0	65	401
59	20.0	5	415.7
60	20.0	65	415.7
61	20.0	5	430.3
62	20.0	65	430.3
63	20.0	5	445
64	20.0	25	445
65	20.0	45	445
66	20.0	65	445

Tabela: Bitolas e coordenadas das armaduras

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

PILAR P1: Dados Esforços

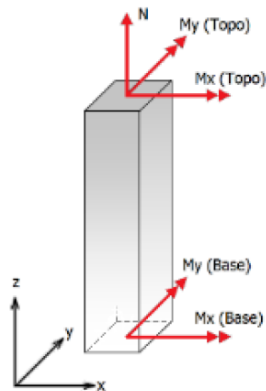


Figura: Convenção de sinais positivos dos esforços, $N < 0$ para compressão

Combinação	N_k	$M_{k,x}(\text{Topo})$	$M_{k,y}(\text{Topo})$	$M_{k,x}(\text{Base})$	$M_{k,y}(\text{Base})$
1	-1800	1050	710	460	145

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

PILAR P1: Avisos

Geometria:

NBR6118: item 18.4.1

A maior dimensão da seção transversal excede cinco vezes a menor dimensão. O pilar deve ser tratado como pilar-parede.

NBR6118: item 14.4.1

O pilar não pode ser considerado um elemento linear (Elemento de barra), pois o comprimento longitudinal deve superar em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal.

PILAR P1: Resumo verificação ELU

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

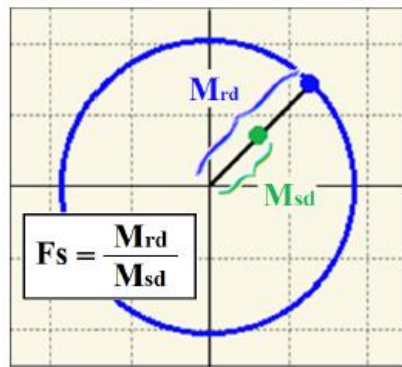


Figura: Esquema para determinação do fator de segurança (F.S.)

Combinação	N_{sd}	$M_{sd,x}$	$M_{sd,y}$	F.S.
1	-2520	1470	-994	3.43

Tabela: Resumo verificação ELU, Unidades [kN, kN.m]

PILAR P1: Resultados da combinação nº 1 (F.S. mínimo)

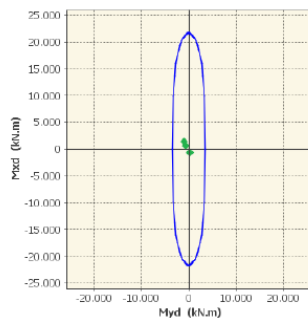


Figura: Diagrama de interação (Comb. 1)

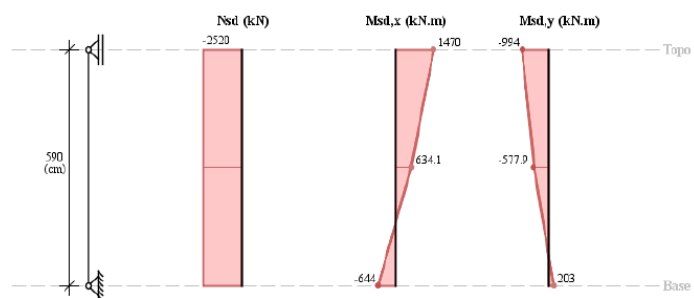


Figura: Esforços solicitantes de cálculo (Comb. 1)

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

Momentos em torno do eixo x:

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

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 634,1 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_B / M_A = 0,60 + 0,40 (-644) / 1470 = 0,42476, \alpha_b \geq 0,40;$$

$$M_{1d,A} = 1470 \text{ kN.m} \text{ e } N_{sd} = 2520 \text{ kN};$$

$$\ell_e = 5,9 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_y (v + 0,5)] = 0,005 / [4,5 (0,03733 + 0,5)] = 0,00207 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_y = 0,00111 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd}) = 2520 / (3,15 \times 30000 / 1,4) = 0,03733.$$

Momentos em torno do eixo y:

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

$$M_{d,tot,y} = \alpha_b M_{1d,A} + N_{sd} \frac{\ell_e^2}{10} \frac{1}{r} = 577,9 \text{ kN.m}$$

Com:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_B / M_A = 0,60 + 0,40 (-203) / 994 = 0,51831, \alpha_b \geq 0,40;$$

$$M_{1d,A} = 994 \text{ kN.m} \text{ e } N_{sd} = 2520 \text{ kN};$$

$$\ell_e = 5,9 \text{ m};$$

$$1/r = 0,005 / [h_x (v + 0,5)] = 0,005 / [0,7 (0,03733 + 0,5)] = 0,01329 \text{ 1/m} \leq 0,005 / h_x = 0,00714 \text{ 1/m};$$

$$v = N_{sd} / (A_c f_{cd}) = 2520 / (3,15 \times 30000 / 1,4) = 0,03733.$$

CÁLCULO PARA TABULEIRO E VIGA DA PONTE DE SÃO JOSÉ ENTRE NOVA PRATA E PROTÁSIO ALVES

PASSO 1 - CÁLCULO DA CARGA PERMANENTE NO TABULEIRO (δ)

Laje

$$\text{Peso do concreto: } \gamma_{conc} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ esp} := 0,25 \text{ m}$$

$$\delta_{laje} := \gamma_{conc} \cdot \text{esp} = 6,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso do revestimento: } \gamma_{rec} := 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\delta_{revestimento} := \gamma_{rec} = 1,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso do Asfalto } \gamma_{asf} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \text{ esp}_{asf} := 0,08 \text{ m}$$

$$\delta_{asf} := \gamma_{asf} \cdot \text{esp}_{asf} = 1,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\delta := \delta_{asf} + \delta_{laje} = 8,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

2 - CÁLCULO DA CARGA PERMANENTE EM VIGA (δ viga)

Largura da área de influência entre vigas: $L := 1,50 \text{ m}$

Comprimento do tabuleiro: $L := 42,00 \text{ m}$

Carga permanente na via longitudinal

$$\delta_{viga} := \delta_{laje} \cdot L + \delta_{asf} \cdot L = 12,255 \frac{kN}{m}$$

Guarda corpo considerado sobre a viga de ponta onde o tabuleiro tem metade da área, logo para não haver diferenças em vigas se calcula o pior caso.

3 - CÁLCULO DO COEFICIENTE DE IMPACTO

Coeficiente de impacto vertical

$$CIV := 1 + 1,06 \cdot \left(\frac{20}{LIV + 50} \right) = 1,2304$$

Coeficiente de impacto adicional

$$CIA := 1,25 \text{ para estruturas de concreto}$$

Coeficiente para número de faixas

$$CNF := 1 \text{ para 2 faixas}$$

Coeficiente de impacto NBR 7188 (ϕ)

$$\phi := CIV \cdot CIA \cdot CNF = 1,538$$

4 - CÁLCULO DA LARGURA DE DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO DA RODA DO TREM TIPO (τ')

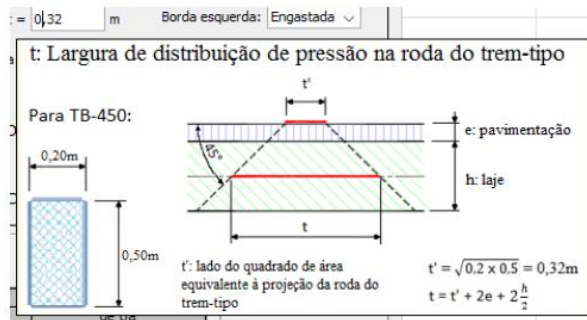
PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$$t' := 0,32 \text{ m}$$

$$e_{\text{pav}} := 0,05 \text{ m}$$

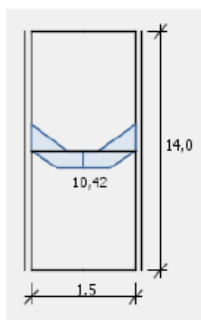
$$t := t' + 2 \cdot e_{\text{pav}} + 2 \cdot \frac{e_{\text{sp}}}{2} = 0,67$$



5 - CALCULAR MOMENTOS NO TRUSH

Resultados

Carga Movel (kN m/m)	Carga Permanente (kN m/m)
$Mx_m := 10,42$	$Mx_p := 0,77$
$My_m := 7,33$	$My_p := 0,13$
$Mxe_m := -23,62$	$Mxe_p := -1,53$



Calcular						
Mxm Mym Mxe						
lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
L	L	L	L	L		
0,5	0,118	0,083	0,041	0,02	0,0	0,0
1,0	0,171	0,129	0,078	0,061	0,0	0,0
1,5	0,227	0,18	0,131	0,127	0,0	0,05
2,0	0,289	0,241	0,2	0,185	0,0	0,2
2,5	0,347	0,305	0,265	0,235	0,0	0,45
3,0	0,4	0,358	0,322	0,291	0,0	0,65
4,0	0,51	0,468	0,431	0,395	0,05	1,72
5,0	0,6	0,56	0,53	0,48	0,14	2,84
6,0	0,69	0,66	0,62	0,57	0,26	4,5
7,0	0,76	0,73	0,7	0,63	0,4	6,9
8,0	0,82	0,8	0,76	0,69	0,56	9,4
9,0	0,87	0,84	0,81	0,73	0,7	12,2
10,0	0,9	0,87	0,83	0,75	0,9	15,85

Resultados:

Tabela Utilizada: 93

Cargas Móveis:

ML=0,09

Mp=0,00

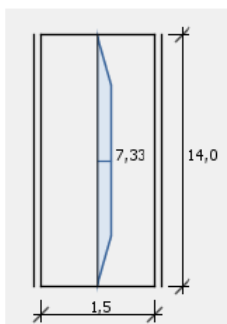
Mp'=0,00

Mxm=10,42 kN.m/m

Cargas Permanentes:

kxm=0,04

Mxm=0,77 kN.m/m



Calcular						
Mxm Mym Mxe						
lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
L	L	L	L	L		
0,5	0,095	0,054	0,032	0,005	0,0	0,0
1,0	0,148	0,092	0,058	0,02	0,0	0,0
1,5	0,203	0,147	0,081	0,045	0,0	0,02
2,0	0,257	0,206	0,116	0,079	0,0	0,05
2,5	0,296	0,248	0,156	0,118	0,0	0,11
3,0	0,331	0,284	0,2	0,166	0,02	0,22
4,0	0,401	0,352	0,287	0,254	0,08	0,45
5,0	0,46	0,416	0,367	0,333	0,18	0,74
6,0	0,52	0,482	0,44	0,411	0,32	1,17
7,0	0,58	0,54	0,51	0,475	0,54	1,78
8,0	0,64	0,6	0,57	0,53	0,8	2,37
9,0	0,68	0,65	0,62	0,58	1,04	3,13
10,0	0,73	0,7	0,65	0,62	1,28	3,96

Resultados:

Tabela Utilizada: 93

Cargas Móveis:

ML=0,06

Mp=0,00

Mp'=0,00

Mym=7,33 kN.m/m

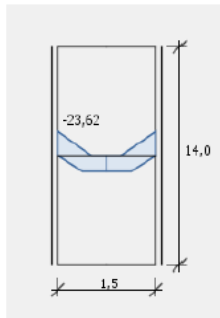
Cargas Permanentes:

kym=0,01

Mym=0,13 kN.m/m

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA



Calcular						
	Mxm	Mym	Mxe			
lx/a	t/a				Para todos os valores de t/a	
	0,125	0,250	0,5	1,0	p	p'
	L	L	L	L		
0,5	0,25	0,19	0,12	0,05	0,0	0,05
1,0	0,32	0,26	0,18	0,09	0,0	0,1
1,5	0,47	0,43	0,35	0,23	0,0	0,35
2,0	0,64	0,61	0,54	0,398	0,0	0,8
2,5	0,76	0,74	0,69	0,55	0,01	1,45
3,0	0,87	0,85	0,81	0,71	0,05	2,1
4,0	1,05	1,05	1,01	0,97	0,1	3,4
5,0	1,21	1,21	1,18	1,15	0,33	4,7
6,0	1,34	1,34	1,31	1,28	0,8	7,0
7,0	1,44	1,44	1,42	1,39	1,4	10,3
8,0	1,52	1,52	1,5	1,47	2,1	15,0
9,0	1,57	1,57	1,56	1,53	3,0	20,4
10,0	1,59	1,59	1,58	1,56	3,74	25,9

Resultados:
Tabela Utilizada: 93
Cargas Móveis:
ML=0,20
Mp=0,00
Mp'=0,08
Mxe=-23,62 kN.m/m
Cargas Permanentes:
kxe=0,08
Mxe=1,53 kN.m/m

6 - MAJORAR OS MOMENTOS CONFORME NBR 8681

Carga permanente x 1,3

Carga móvel x 1,5

$$Md_x := Mx_m \cdot 1,5 + Mx_p \cdot 1,3 = 16,631$$

$$Md_y := My_m \cdot 1,5 + My_p \cdot 1,3 = 11,164$$

$$Md_{xe} := Mxe_m \cdot 1,5 + Mxe_p \cdot 1,3 = -37,419$$

7 - MINORAR MOMENTOS PARA CALCULO DE ARMADURAS NO FLEX CIS TOR

$$Mdx := \frac{Md_x}{1,4} = 11,8793 \quad \text{Ø 12,50 mm c/ 20 cm}$$

$$Mdy := \frac{Md_y}{1,4} = 7,9743 \quad \text{Ø 12,50 mm c/ 20 cm}$$

$$Mdx_e := \frac{Md_{xe}}{1,4} = -26,7279 \quad \text{Ø 10,00 mm c/ 20 cm}$$

8 - MODELAR NO V-PRO

$$\delta_{viga} = 12,255 \frac{kN}{m} \quad \text{Valor da carga permanente}$$

Conforme uso atribuir carga acidental

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Carga de multidão interna 2 kN/m² multiplicar pela largura da laje de influência

Carga de multidão externa 5 kN/m² multiplicar pela largura da laje de influência

Configurar como pré-tração cabo aderente - solicitado pelo cliente

9 - MODELAR A PONTE NO CS BRIDGE PARA ESFORÇOS

Cortina topo	Pilar Topo	Pilar Base
$F_x := 160,65 \text{ kN}$	$M_x := -1047,12 \text{ kN}$	$M_x := 460 \text{ kN}$
$F_y := 106,43 \text{ kN}$	$M_y := 710,45 \text{ kN}$	$M_y := 145 \text{ kN}$
$F_z := 475,00 \text{ kN}$	$F_z := 1753 \text{ kN}$	$F_z := 1800 \text{ kN}$

BLOCO SOBRE 8 ESTACAS RAIZ Ø31 cm (PILAR P1)

1. OBJETIVO

Verificar o grupo de estacas e dimensionar o bloco de fundação em concreto armado, com dimensões de 5,00 m × 1,60 m × 1,25 m (comprimento × largura × altura), que recebe o pilar-parede P1, utilizando os esforços de cálculo fornecidos pelo relatório do CYPE e um grupo de 8 estacas raiz Ø31 cm, organizadas em duas linhas de 4 estacas, com capacidade de cálculo adotada de 600 kN por estaca.

2. DADOS DE PROJETO

2.1. Esforços de cálculo no pilar P1 (ELU)

Conforme relatório de verificação ELU do pilar P1 (resumo CYPE):

- Esforço normal de cálculo: $N_{sd} = 2\,520 \text{ kN}$ (compressão)
- Momento fletor em torno do eixo x: $M_{sd,x} = 1\,470 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- Momento fletor em torno do eixo y: $M_{sd,y} = -994 \text{ kN}\cdot\text{m}$

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

2.2. Geometria do bloco

- Comprimento do bloco (eixo x): $L_b = 5,00$ m
- Largura do bloco (eixo y, tardoz–intradorso): $B_b = 1,60$ m
- Altura total: $h_b = 1,25$ m
- Cobrimento nominal adotado: $c_{nom} = 7$ cm

2.3. Grupo de estacas

- Número de estacas: 8 unidades (2 linhas $\times$ 4 estacas)
- Diâmetro nominal da estaca raiz: 31 cm
- Espaçamento longitudinal entre estacas (ao longo do bloco): $s_L = 1,65$ m
- Espaçamento transversal entre linhas (tardoz–intradorso): $s_T = 0,98$ m
- Capacidade de cálculo geotécnica adotada: $R_{d,est} = 600$ kN por estaca

3. EXCENTRICIDADES GLOBAIS

A partir de N_{sd} , $M_{sd,x}$ e $M_{sd,y}$, obtêm-se excentricidades globais aproximadas:

- Excentricidade longitudinal (ao longo de 5,00 m, associada a $M_{sd,y}$): $e_x = |M_{sd,y}| / N_{sd} \approx 994 / 2520 \approx 0.394$ m
- Excentricidade transversal (tardoz–intradorso, associada a $M_{sd,x}$): $e_y = M_{sd,x} / N_{sd} \approx 1470 / 2520 \approx 0.583$ m

Essas excentricidades indicam que a resultante vertical está deslocada em relação ao centro do grupo de estacas tanto na direção longitudinal quanto na transversal, concentrando esforços nas estacas de intradorso e nas estacas mais próximas do lado mais solicitado do bloco.

4. DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS ENTRE AS ESTACAS

Adota-se modelo de fundação rígida com distribuição linear das reações nas estacas em função das coordenadas (x, y) de cada estaca em relação ao centro do bloco. Consideram-se as oito estacas

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

com coordenadas (x, y) conforme abaixo, com eixo x ao longo do comprimento e eixo y na direção tardo–intradorso:

Estaca	x (m)	y (m)	Ni (kN) – só estacas
Estaca L1I	-2.475	0.490	780.4
Estaca L1T	-2.475	-0.490	30.4
Estaca L2I	-0.825	0.490	720.1
Estaca L2T	-0.825	-0.490	-29.9
Estaca L3I	0.825	0.490	659.9
Estaca L3T	0.825	-0.490	-90.1
Estaca L4I	2.475	0.490	599.6
Estaca L4T	2.475	-0.490	-150.4

O modelo linear adotado é do tipo:

$$N_i = N_{sd}/8 + A \cdot y_i + B \cdot x_i$$

com os coeficientes A e B determinados impondo o equilíbrio de momentos em torno dos eixos x e y ($M_{sd,x}$ e $M_{sd,y}$). O resultado mostra que, se apenas as estacas resistirem, a estaca mais solicitada alcançaria aproximadamente:

$$N_{i,max} \approx 780.4 \text{ kN}$$

superando a capacidade de cálculo adotada de 600 kN por estaca.

5. HIPÓTESE DE COLABORAÇÃO DO BLOCO COM A ROCHA DE APOIO

Adota-se, como no bloco anterior, a hipótese de que o bloco de fundação está em contato com rocha competente, de modo que parte da resultante (N_{sd} , $M_{sd,x}$, $M_{sd,y}$) é transmitida diretamente à rocha pela base do bloco, e o restante é transmitido ao grupo de estacas. Define-se um fator r tal que:

- As reações nas estacas são reduzidas para que a estaca mais solicitada trabalhe com exatamente 600 kN;
- O excedente de carga e momento é absorvido pela compressão na base do bloco sobre a rocha.

O fator de redução é dado por:

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$$r = 600 / N_{i,max} \approx 600 / 780.4 \approx 0.769$$

Dessa forma, a parcela de esforço transmitida às estacas é:

$$N_d = r \cdot N_{sd} \approx 0.769 \cdot 2520 \approx 1937.6 \text{ kN}$$

$$N_{rocha} = N_{sd} - N_d \approx 582.4 \text{ kN}$$

onde N_{rock} é a carga vertical equilibrada diretamente pela base do bloco sobre a rocha.

5.1. Reações de cálculo nas estacas com colaboração da rocha

Multiplicando as reações obtidas no modelo rígido (N_i) pelo fator r , obtêm-se as reações de cálculo nas estacas para dimensionamento:

Estaca	$N_{i,calc}$ (kN)	Situação
Estaca L1I	600.0	Compressão
Estaca L1T	23.3	Compressão
Estaca L2I	553.7	Compressão
Estaca L2T	-23.0	Tração (pequena)
Estaca L3I	507.4	Compressão
Estaca L3T	-69.3	Tração (pequena)
Estaca L4I	461.0	Compressão
Estaca L4T	-115.6	Tração (pequena)

Nota-se que as estacas da linha de intradorso ($y > 0$) trabalham em compressão, com valores entre aproximadamente 461 kN e 600 kN, enquanto as estacas da linha de tardoza apresentam esforços pequenos em compressão ou até moderados em tração. Na prática, as estacas raiz podem ser armadas para resistir a pequenas trações, e a base do bloco, em contato com a rocha, também contribui para o equilíbrio, reduzindo a necessidade de considerar grandes trações nas estacas de tardoza.

Em particular, a estaca mais solicitada tem:

$$N_{max,calc} = 600 \text{ kN} \leq R_{d,est} = 600 \text{ kN} \rightarrow \text{OK.}$$

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

5.2. Tensões médias na rocha sob o bloco

A área de contato do bloco com a rocha é $A = 5,00 \cdot 1,60 = 8.0 \text{ m}^2$.

A tensão média de contato devida à parcela Nrock é:

$$\sigma_{\text{média}} \approx N_{\text{rock}} / A \approx 582.4 / 8.0 \approx 72.8 \text{ kPa}$$

Mesmo admitindo acréscimos locais devidos aos momentos, as tensões máximas estimadas permanecem na ordem de poucas centenas de kPa, compatíveis com rocha de qualidade (classe C3), de modo que a hipótese de colaboração do bloco com a rocha é plenamente plausível.

6. DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DO BLOCO

Adota-se altura útil aproximada $d \approx 1.17 \text{ m}$ e braço de alavanca $z \approx 1.05 \text{ m}$. Os materiais são:

- Concreto C30 $\rightarrow f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Aço CA-50 $\rightarrow f_{yd} \approx 435 \text{ MPa}$

6.1. Tirante transversal (cortina/pilar $\rightarrow$ estacas de intradorso)

Considera-se, de forma conservadora, que cada estaca de intradorso de 600 kN é atendida por um tirante transversal na faixa de influência correspondente ao espaçamento longitudinal $s_L = 1,65 \text{ m}$. Assim, a tração de cálculo por metro de comprimento é:

$$T_{sd,1m} = 600 / 1,65 \approx 363.6 \text{ kN/m}$$

Isto leva a uma área de aço necessária por metro:

$$A_{s,req,transv} \approx 836 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Adota-se, por praticidade e compatibilidade com o outro bloco, a armadura:

$$4 \text{ } \varnothing 20 \text{ mm por metro de comprimento (} A_{s,prov} \approx 1257 \text{ mm}^2/\text{m)}$$

que é superior à necessária ($A_{s,prov} > A_{s,req}$), garantindo segurança.

6.2. Flexão longitudinal (ao longo do bloco)

Na direção longitudinal, o bloco trabalha como viga contínua apoiada nas estacas, sendo a solicitação dominada pelos momentos em torno do eixo y ($M_{sd,y}$). Adota-se, de forma

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

conservadora, um momento de cálculo por metro de largura de aproximadamente $M_{Ed} \approx 180 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$. A área de aço necessária é:

$$A_{s,req,lon} \approx 392966 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Adota-se, mantendo a padronização de bitolas:

$$6 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm por metro de largura na face inferior do bloco (} A_{s,prov} \approx 603 \text{ mm}^2/\text{m)}$$

como armadura principal longitudinal inferior, o que é suficiente ($A_{s,prov} > A_{s,req}$).

Na face superior, adota-se armadura mínima para momentos negativos locais e controle de fissuração, por exemplo $2 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$ por metro de largura, contínuos.

6.3. Verificação simplificada de punção nas estacas

Para cada estaca de intradorso sob 600 kN , verifica-se a punção em uma faixa a $2d$ do fuste. Com $d \approx 1,17 \text{ m}$ e diâmetro da estaca $D = 0,31 \text{ m}$, o perímetro crítico é aproximadamente:

$$u_1 \approx \pi \cdot (D + 2d) \approx \pi \cdot (0,31 + 2 \cdot 1,17) \approx 8,3 \text{ m}$$

A tensão de punção de cálculo é da ordem de:

$$v_{Ed} \approx 600 / (u_1 \cdot d) \approx 0,06 \text{ MPa}$$

valor bastante inferior à resistência de cálculo à punção $v_{Rd,c}$ do concreto C30, de modo que a punção não é crítica e não exige armadura específica além dos estribos de confinamento do bloco.

6.4. Armaduras de estribos e confinamento

Para garantir o confinamento do concreto e a solidarização do conjunto, adota-se:

- Estribos $\varnothing 10 \text{ mm}$ a cada 20 cm em todo o volume do bloco, em malha tridimensional;
- Cobrimento mínimo de 7 cm nas faces inferiores e laterais e $5\text{--}7 \text{ cm}$ na face superior;
- Ancoragem adequada das barras longitudinais e transversais, bem como prolongamento das barras do pilar/cortina para dentro do bloco com comprimento $\geq l_{bd}$, conforme NBR 6118.

7. CONCLUSÕES

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Com os esforços de cálculo fornecidos pelo relatório de verificação do pilar parede para o pilar-parede P1 ($N_{sd} = 2\,520\text{ kN}$, $M_{sd,x} = 1\,470\text{ kN}\cdot\text{m}$, $M_{sd,y} = -994\text{ kN}\cdot\text{m}$) e o bloco de $5,00\text{ m} \times 1,60\text{ m} \times 1,25\text{ m}$ (dimensões de cálculo) apoiado em 8 estacas raiz $\varnothing 31\text{ cm}$, conclui-se que:

- 1) Em um modelo puramente apoiado apenas nas estacas, a estaca mais solicitada teria reação $\approx 780\text{ kN}$, superior à capacidade de cálculo geotécnica adotada (600 kN), porém condizente com a capacidade de carga calculada.
- 2) Considerando a colaboração da base do bloco com a rocha de apoio, é possível limitar a reação máxima nas estacas a 600 kN , transmitindo aproximadamente $1\,938\text{ kN}$ às estacas e 582 kN diretamente à rocha, com tensões de contato médias da ordem de $70\text{--}80\text{ kPa}$, plenamente compatíveis com rocha de qualidade C3 conforme horizonte demonstrado na sondagem.
- 3) Com essa hipótese, as estacas de intradorso trabalham entre 460 kN e 600 kN em compressão, enquanto as estacas de tardo ficam com esforços pequenos, eventualmente em tração moderada, que podem ser absorvidos pela própria armação das estacas e pelo contato do bloco com o maciço.
- 4) As armaduras adotadas – $8\varnothing 20/\text{m}$ como tirantes transversais, $6\varnothing 16/\text{m}$ como armadura longitudinal inferior, armadura superior mínima e estribos $\varnothing 12,5\text{ c}/15\text{ cm}$ – atendem às exigências de resistência e ductilidade, além de manterem padronização com o bloco anteriormente dimensionado, facilitando a execução.

CAPACIDADE DE CARGA DE ESTACA RAIZ $\varnothing 31\text{ cm}$

1. OBJETIVO

Determinar a capacidade de carga geotécnica de uma estaca raiz de diâmetro 31 cm e comprimento total de $6,0\text{ m}$, considerando $4,0\text{ m}$ de fuste e ponta em rocha padrão C2 e $2,0\text{ m}$ de fuste em rocha padrão C3, e verificar a compatibilidade dessa capacidade com a resistência estrutural da seção em concreto armado com 8 barras longitudinais $\varnothing 16\text{ mm}$ e estribos $\varnothing 6,3\text{ mm}$ a cada 15 cm . Adota-se como intervalo de capacidade de cálculo desejado aproximadamente $900\text{ a }920\text{ kN}$.

2. DADOS BÁSICOS E PREMISSAS

2.1 Geometria da estaca

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

- Diâmetro nominal: $D = 0,31 \text{ m}$
- Raio: $r = 0,155 \text{ m}$
- Comprimento total: $L = 6,0 \text{ m}$
- Estratigrafia simplificada:
 - 0,0 m a 2,0 m: rocha padrão C3 (fuste superior)
 - 2,0 m a 6,0 m: rocha padrão C2 (fuste inferior + ponta)

2.2 Parâmetros geotécnicos adotados (valores médios)

Rocha C2 (trecho inferior e ponta):

- Tensão de ponta última: $q_{b2,ult} \approx 6,0 \text{ MPa} = 6\,000 \text{ kN/m}^2$
- Tensão de atrito lateral última: $\tau_{2,ult} \approx 350 \text{ kPa} = 350 \text{ kN/m}^2$

Rocha C3 (trecho superior do fuste):

- Tensão de atrito lateral última: $\tau_{3,ult} \approx 250 \text{ kPa} = 250 \text{ kN/m}^2$

Fator global de segurança geotécnico: $FS = 2,5$

2.3 Propriedades geométricas

Área de ponta: $A_b = \pi \cdot r^2 = 0,0755 \text{ m}^2$

Perímetro do fuste: $U = \pi \cdot D = 0,974 \text{ m}$

Área lateral em C2 (4 m): $A_{s2} = U \cdot h_2 = 3,90 \text{ m}^2$

Área lateral em C3 (2 m): $A_{s3} = U \cdot h_3 = 1,95 \text{ m}^2$

3. CAPACIDADE GEOTÉCNICA

3.1 Resistência última de ponta (ponta em C2)

$$R_{b,ult} = q_{b2,ult} \cdot A_b = 6\,000 \cdot 0,0755 = 452,9 \text{ kN}$$

3.2 Resistência última de fuste

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$$R_{s2,ult} = \tau_{2,ult} \cdot A_{s2} = 350 \cdot 3,90 = 1\,363,5 \text{ kN}$$

$$R_{s3,ult} = \tau_{3,ult} \cdot A_{s3} = 250 \cdot 1,95 = 486,9 \text{ kN}$$

$$R_{s,ult} = R_{s2,ult} + R_{s3,ult} = 1\,850,4 \text{ kN}$$

3.3 Capacidade última e de cálculo

$$R_{ult} = R_{b,ult} + R_{s,ult} = 2\,303 \text{ kN}$$

$$R_d = R_{ult} / FS = 2\,303 / 2,5 = 921 \text{ kN}$$

Capacidade geotécnica de cálculo da estaca raiz: $R_{d,geo} \approx 900 \text{ a } 920 \text{ kN}$

4. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

4.1 Dados da seção em concreto armado

- Diâmetro: 31 cm
- Concreto: $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ (C30)
- Aço longitudinal: 8Ø16 mm (CA-50)
- Estribos: Ø6,3 mm a cada 15 cm

4.2 Áreas da seção

$$A_c = 75\,500 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 8 \cdot 201 = 1\,608 \text{ mm}^2$$

4.3 Resistências de cálculo

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18,2 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435 \text{ MPa}$$

4.4 Esforço normal resistente de cálculo

$$N_{Rd,estr} \approx f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + f_{yd} \cdot A_s \approx 2\,045 \text{ kN}$$

4.5 Comparação geotécnica x estrutural

$$R_{d,geo} = 900 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,estr} = 2\,000 \text{ kN}$$

$$R_{d,geo} / N_{Rd,estr} \approx 0,45 \rightarrow \text{capacidade limitada pelo solo/rocha.}$$

5. CONCLUSÃO

A estaca raiz Ø31 cm, com 6 m de comprimento (4 m em rocha C2 e 2 m em C3), possui capacidade última geotécnica de aproximadamente 2 300 kN e capacidade de cálculo de cerca de 900 kN. A capacidade estrutural da seção ($\approx 2\,000 \text{ kN}$) é superior, garantindo segurança. Assim, a capacidade de carga adotada entre 900 e 920 kN é tecnicamente adequada e segura para projeto. Será adotada a capacidade de 600 kN para verificação do bloco de coroamento.

BLOCO DE FUNDAÇÃO SOBRE ESTACAS RAIZ Ø31 E APOIO DIRETO EM ROCHA C3

1. Objetivo

Dimensionar e verificar o bloco de concreto armado que recebe os esforços da cortina de contenção e os transmite ao conjunto resistente formado por 8 estacas raiz Ø31 cm e pela base do bloco apoiada sobre rocha de classificação geotécnica C3. O objetivo é avaliar a distribuição de esforços e a compatibilidade da capacidade de suporte, adotando carga de cálculo de 600 kN por estaca.

2. Premissas de projeto

Normas aplicáveis:

- ABNT NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto armado e protendido.
- ABNT NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações.
- ABNT NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas.

Materiais:

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

- Concreto C30 ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$).
- Aço CA-50 para barras longitudinais e CA-60 para estribos.
- Estacas raiz $\varnothing 31 \text{ cm}$, com 10 $\varnothing 16 \text{ mm}$ e estribos $\varnothing 6,3 \text{ mm}$ a cada 12–15 cm.

Geometria:

- Comprimento tributário do muro: 4,40 m.
- Duas linhas de 4 estacas cada (8 no total).
- Distância entre linhas (tardoz–intradorso): 1,26 m (centro a centro).
- Espaçamento entre estacas ao longo do muro: 1,46 m (centro a centro).
- Capacidade de cálculo: 600 kN por estaca.

3. Esforços da cortina na base (CYPE)

$N_{\max} = 695,84 \text{ kN/m}$; $V_{\max} = 172,66 \text{ kN/m}$; $M_{\max} = 503,41 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$. Excentricidade $e = M/N = 0,72 \text{ m}$.

4. Resultantes globais no bloco

Para o trecho de muro de 4,40 m (entre centro das estacas):

$N_{\text{tot}} = 3\,061,7 \text{ kN}$; $M_{\text{tot}} = 2\,215,0 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $V_{\text{tot}} = 759,7 \text{ kN}$.

5. Modelo estrutural – Bloco sobre estacas e rocha

O bloco é rígido e contínuo, transmitindo 73% das ações às estacas e 27% à rocha. As 4 estacas de intradorso são as principais portantes; as de tardoz têm compressão desprezível.

6. Reações e distribuição

$N = 0,73 \times 3\,061,7 = 2\,240 \text{ kN} \rightarrow N_{\text{rocha}} = 822 \text{ kN}$.

Cada estaca de intradorso: $N_{\text{estaca}} = 600 \text{ kN}$.

Tensões médias na rocha: $\sigma_{\text{média}} = 822 / 11,0 = 75 \text{ kPa}$ ($\sigma_{\text{máx}} \approx 180 \text{ kPa}$, segura para rocha C3).

7. Dimensionamento das armaduras

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Dados: $h_b = 1,25$ m; $d \approx 1,17$ m; $z \approx 1,05$ m.

Concreto C30 $\rightarrow f_{cd} = 18,2$ MPa; Aço CA-50 $\rightarrow f_{yd} = 435$ MPa.

a) Tirante transversal (cortina–estacas):

$T_{sd,est} = 600$ kN $\rightarrow T_{sd,1m} = 600 / 1,46 = 411$ kN/m $\rightarrow A_{s,req} = 945$ mm²/m. Adota-se 8Ø20/m ($A_{s,prov} = 1\,256$ mm²/m $> A_{s,req}$).

b) Flexão longitudinal (ao longo do muro):

$M_{Ed} = 180$ kN·m/m $\rightarrow A_{s,req} = 390$ mm²/m $\rightarrow$ Adota-se 6Ø16/m ($A_{s,prov} = 603$ mm²/m $> A_{s,req}$).

Armadura superior mínima: 2Ø12,5/m contínuos.

c) Punção:

$v_{Ed} = 0,062$ MPa $< v_{Rd,c} \approx 0,3$ MPa $\rightarrow$ segura sem armadura especial.

d) Confinamento:

Estribos Ø12,5 c/20 cm em todo o bloco; cobrimento 7 cm.

8. Conclusões

O conjunto 'bloco armado + rocha C3 + 8 estacas de 600 kN' é estrutural e geotecnicamente compatível. As estacas de intradorso atingem o limite de cálculo (600 kN) e as tensões na rocha são baixas. O bloco deve ser executado monoliticamente com a cortina, com armadura de ligação ancorada nas estacas e na base da cortina. Se usarmos a capacidade de 900 kN por estaca a contribuição da interação solo com bloco não é necessária.

Aparelho de Apoio Retangular Fretado - Memorial de Cálculo - BS EN 1337-3

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Tipo de verificação	Resultado	Limite	Situação
Máxima deformação total de cálculo	6.76	7 mm	OK
Verificação da espessura das chapas de aço	1.17	3.0mm	OK
Máxima rotação permitida	3.81	≥ 0	OK
Estabilidade a flambagem	11.84	≤ 22.7	OK
Estabilidade ao deslizamento	-	-	OK

Variáveis de entrada

$F_{zk} = 525 \text{ kN}$

$F_{zd} = 350 \text{ kN}$

$F_{xd} = 17.17 \text{ kN}$

$v_{xd} = 10.68 \text{ mm}$

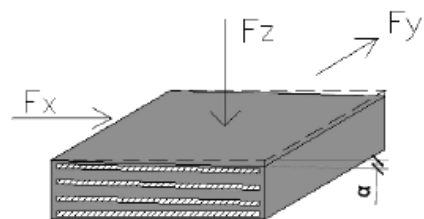
$\alpha_{a,d} = 0.001 \text{ rad}$

$F_{zd,min} = 300 \text{ kN}$

$F_{yd} = 25.00 \text{ kN}$

$v_{yd} = 15.56 \text{ mm}$

$\alpha_{b,d} = 0.0 \text{ rad}$



Aparelho de apoio escolhido

$a = 150.0 \text{ mm}$

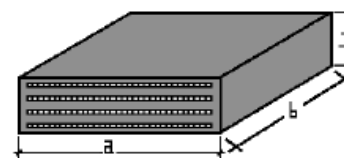
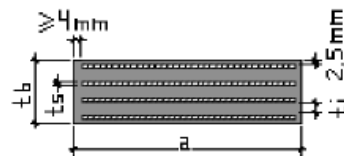
$b = 250.0 \text{ mm}$

$n = 2.0 \text{ camadas}$

$t_s = 3.0 \text{ mm}$

$t_i = 8.0 \text{ mm}$

$t_b = 30.0 \text{ mm}$



Configurações

* $K_f = 0.6$

$G = 0.9 \text{ MPa}$

$E_b = 2000.0 \text{ MPa}$

$f_y = 210.0 \text{ MPa}$

$ch = 4.0 \text{ mm}$

$cv = 2.5 \text{ mm}$

** $K_h = 1.0$

*Para aparelhos de apoio em contato com o concreto $K_f = 0,6$ e, para quaisquer outros materiais $K_f = 0,2$.

**Para aparelhos de apoio com presença de furos $K_h = 2,0$, caso contrário, $K_f = 1,0$.

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

Verificação 1: Máxima deformação total de cálculo

$$K_L(\varepsilon_{c,d} + \varepsilon_{q,d} + \varepsilon_{a,d}) \leq \varepsilon_{u,d} = 1.5 \cdot (3.53 + 0.90 + 0.08) \leq 7 = 6.76 < 7 \rightarrow \text{OK}$$

$$\varepsilon_{q,d} = \frac{v_{xy,d}}{T_q} \leq 1,0 = 0.90 < 1 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 2: Verificação de espessura das chapas de aço

$$t_s' = \frac{K_p \cdot F_{z,d} \cdot (t_1 + t_2) \cdot K_h \cdot \gamma_m}{A_r \cdot f_y} \leq t_s = 1.17 \leq 3.00 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 3: Condição limite - rotação

$$\sum v_{z,d} - \frac{(a' \cdot \alpha_{a,d} + b' \cdot \alpha_{b,d})}{K_{r,d}} \geq 0 = 3.81 \geq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 4: Condição limite - estabilidade à flambagem

$$\frac{F_{z,d}}{A_r} < \frac{2 \cdot a' \cdot G \cdot S_1}{3 \cdot T_e} = 11.84 \leq 22.69 \rightarrow \text{OK}$$

Verificação 5: Condição limite - estabilidade ao deslizamento

Sob Cargas permanentes:

$$\sigma_{cd,min} = \frac{F_{z,d,min}}{A_r} \geq 3 = 10.15 \geq 3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Sob Cargas totais:

$$F_{xy,d} - \mu_e \cdot F_{z,d,min} \leq 0 = -26284.37 \leq 0 \rightarrow \text{OK}$$

Laje: L1 – Mdx

Seção transversal:

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$b = 100$ $h = 25$ $b_f = 0$ $h_f = 0$ ($d = 21.5$ cm | $C_n = 3.0$ | $a_d = 0.500$)

$A_c = 2500$ cm² | $I_x = 130208.33$ cm⁴ | $Y_{cg} = 12.50$ cm

Materiais:

Concreto $f_{ck} = 30$ MPa | $E_{cs} = 26838.41$ MPa

$f_{ct,m} = 2.90$ MPa | $f_{ctk,inf} = 2.03$ MPa

Aço CA-50 (f_{yk} e $f_{ywk} = 500$ MPa; $f_{ywd} = 435$ MPa)

Flexão Simples

M_r : momento de fissuração = $(1.5 * f_{ctk,inf} * I_x) / Y_{cg}$

$M_r = 31.68$ kN.m | $M_s = 11.90$ kN.m | $M_{sd} = 16.66$ kN.m

$x/d(\text{calc}) = 0.025$ | $x/d(\text{limite}) = 0.450$

$x_{LN}(\text{calc}) = 0.54$ cm | $x_{LN}(\text{limite}) = 9.68$ cm

Domínio [2] | $\epsilon_{sd} = 10.00\text{‰}$ | $\epsilon_{cd} = 0.26\text{‰}$

$A_{s,min}(M_{d,min}) = 3.42$ cm² ($M_{d,min} = 31.38$ kN.m)

$A_{s,min}(f_{ck}) = 3.75$ cm² ($= 0.150\% * b * h$)

$A_{s,t} = 3.75$ cm²: Ø6.3 c/8 ou Ø8.0 c/13 ou Ø10.0 c/20 ou Ø12.5 c/20 ou Ø16.0 c/20

$A_{s,c} = 0.00$ cm²:

Adotado Ø 12.50 c/ 20 cm

Laje: L1 – Mdx e Armadura Negativa Transversal

Seção transversal:

$b = 100$ $h = 25$ $b_f = 0$ $h_f = 0$ ($d = 21.5$ cm | $C_n = 3.0$ | $a_d = 0.500$)

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$A_c = 2500 \text{ cm}^2$ | $I_x = 130208.33 \text{ cm}^4$ | $Y_{cg} = 12.50 \text{ cm}$

Materiais:

Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ | $E_{cs} = 26838.41 \text{ MPa}$

$f_{ct,m} = 2.90 \text{ MPa}$ | $f_{ctk,inf} = 2.03 \text{ MPa}$

Aço CA-50 (f_{yk} e $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$; $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$)

Flexão Simples

M_r : momento de fissuração = $(1.5 \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_x) / Y_{cg}$

$M_r = 31.68 \text{ kN.m}$ | $M_s = 26.80 \text{ kN.m}$ | $M_{sd} = 37.52 \text{ kN.m}$

$x/d(\text{calc}) = 0.057$ | $x/d(\text{limite}) = 0.450$

$x_{LN}(\text{calc}) = 1.23 \text{ cm}$ | $x_{LN}(\text{limite}) = 9.68 \text{ cm}$

Domínio [2] | $\epsilon_{sd} = 10.00\text{‰}$ | $\epsilon_{cd} = 0.60\text{‰}$

$A_{s,min}(M_{d,min}) = 3.42 \text{ cm}^2$ ($M_{d,min} = 31.38 \text{ kN.m}$)

$A_{s,min}(f_{ck}) = 3.75 \text{ cm}^2$ ($= 0.150\% \cdot b \cdot h$)

$A_{s,t} = 4.11 \text{ cm}^2$: $\emptyset 6.3 \text{ c}/7$ ou $\emptyset 8.0 \text{ c}/12$ ou $\emptyset 10.0 \text{ c}/19$ ou $\emptyset 12.5 \text{ c}/20$ ou $\emptyset 16.0 \text{ c}/20$

$A_{s,c} = 0.00 \text{ cm}^2$:

Adotado $\emptyset 10,00$ a cada 19 cm

Laje: L1 - Mdy

Seção transversal:

$b = 100$ $h = 25$ $b_f = 0$ $h_f = 0$ ($d = 21.5 \text{ cm}$ | $C_n = 3.0$ | $ad = 0.500$)

$A_c = 2500 \text{ cm}^2$ | $I_x = 130208.33 \text{ cm}^4$ | $Y_{cg} = 12.50 \text{ cm}$

Materiais:

Concreto $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ | $E_{cs} = 26838.41 \text{ MPa}$

PROGETTARE

ENGENHARIA E ASSESSORIA

$f_{ct,m} = 2.90 \text{ MPa}$ | $f_{ctk,inf} = 2.03 \text{ MPa}$

Aço CA-50 (f_yk e $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$; $f_{ywd} = 435 \text{ MPa}$)

Flexão Simples

M_r : momento de fissuração = $(1.5 * f_{ctk,inf} * I_x) / Y_{cg}$

$M_r = 31.68 \text{ kN.m}$ | $M_s = 8.00 \text{ kN.m}$ | $M_{sd} = 11.20 \text{ kN.m}$

$x/d(\text{calc}) = 0.017$ | $x/d(\text{limite}) = 0.450$

$x_{LN}(\text{calc}) = 0.36 \text{ cm}$ | $x_{LN}(\text{limite}) = 9.68 \text{ cm}$

Domínio [2] | $\epsilon_{sd} = 10.00\text{‰}$ | $\epsilon_{cd} = 0.17\text{‰}$

$A_{s,min}(M_{d,min}) = 3.42 \text{ cm}^2$ ($M_{d,min} = 31.38 \text{ kN.m}$)

$A_{s,min}(f_{ck}) = 3.75 \text{ cm}^2$ ($= 0.150\% * b * h$)

$A_{s,t} = 3.75 \text{ cm}^2$: Ø6.3 c/8 ou Ø8.0 c/13 ou Ø10.0 c/20 ou Ø12.5 c/20 ou Ø16.0 c/20

$A_{s,c} = 0.00 \text{ cm}^2$:

Adotado Ø 20.0 c/ 20 cm