ÍNDICE

1. DADOS DE OBRA..... 189

1.1. Normas consideradas..... 2

1.2. Estados limites..... 2

1.2.1. Situações de projeto..... 2

2. ESTRUTURA..... 189

2.1. Geometria..... 4

2.1.1. Nós..... 4

2.1.2. Barras..... 8

3. FUNDAÇÃO..... 189

3.1. Elementos de fundação isolados..... 33

3.1.1. Descrição..... 33

3.1.2. Medição..... 34

3.1.3. Verificação..... 34

3.2. Vigas..... 208

3.2.1. Descrição..... 208

3.2.2. Medição..... 208

3.2.3. Verificação..... 209

1. DADOS DE OBRA

1.1. Normas consideradas

Fundação: ABNT NBR 6118:2023

Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

1.2. Estados limites

E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2023(ELU)
E.L.U. Aço laminado	NBR 8800: 2008
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

1.2.1. Situações de projeto

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sem coeficientes de combinação

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Onde:

G_k Ação permanente
P_k Ação de pré-tensão
Q_k Ação variável
γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes
γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-tensão
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento
$\psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal
$\psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2023

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.400	-	-
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.U. Aço laminado: ABNT NBR 8800:2008

Normal				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.500	-	-
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

Tensões sobre o terreno

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

2. ESTRUTURA

2.1. Geometria

2.1.1. Nós

Referências:

Δ_x, Δ_y, Δ_z: Deslocamentos prescritos em eixos globais.

θ_x, θ_y, θ_z: Rotações prescritas em eixos globais.

Cada grau de liberdade marca-se com 'X' se estiver restringido e, caso contrário, com '-'.

Nós										
Referência	Coordenadas			Vínculo c/ exterior						Vinculação interna
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N1	0.000	0.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N2	0.000	2.656	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N3	2.650	2.656	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N4	2.650	0.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N5	0.000	2.656	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N6	0.000	0.000	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N7	2.650	2.656	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N8	2.650	0.000	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N9	2.650	0.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N10	2.650	2.656	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N11	0.000	2.656	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N12	0.000	0.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N13	0.000	0.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N14	2.650	0.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N15	0.000	0.000	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N16	2.650	0.000	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N17	2.650	2.656	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N18	0.000	2.656	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N19	0.000	-15.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N20	0.000	-17.656	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N21	0.000	-17.656	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N22	0.000	-17.656	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N23	0.000	-17.656	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N24	0.000	-15.000	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N25	0.000	-15.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N26	0.000	-15.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N27	0.000	-15.000	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N28	2.650	-17.656	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N29	2.650	-17.656	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N30	2.650	-17.656	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N31	2.650	-17.656	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado

Nós										
Referência	Coordenadas			Vínculo c/ exterior						Vinculação interna
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N32	2.650	-15.000	0.000	X	X	X	X	X	X	Engastado
N33	2.650	-15.000	3.250	-	-	-	-	-	-	Engastado
N34	2.650	-15.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N35	2.650	-15.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N36	2.650	-15.000	9.860	-	-	-	-	-	-	Engastado
N37	0.825	0.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N38	1.825	0.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N39	0.825	-15.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N40	1.825	-15.000	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N41	0.825	0.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N42	0.825	-15.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N43	1.825	0.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N44	1.825	-15.000	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N45	1.825	-7.500	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N46	1.825	-9.640	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N47	1.825	-5.360	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N48	1.825	-11.780	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N49	1.825	-13.920	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N50	1.825	-3.220	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N51	1.825	-1.080	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N52	1.825	-12.860	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N53	1.825	-8.580	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N54	1.825	-6.440	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N55	1.825	-4.300	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N56	1.825	-2.160	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N57	1.825	-10.710	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N58	0.825	-7.500	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N59	0.825	-8.580	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N60	0.825	-9.640	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N61	0.825	-10.710	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N62	0.825	-11.780	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado

Nós										
Referência	Coordenadas			Vínculo c/ exterior						Vinculação interna
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N63	0.825	-12.860	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N64	0.825	-13.920	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N65	0.825	-6.440	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N66	0.825	-5.360	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N67	0.825	-4.300	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N68	0.825	-3.220	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N69	0.825	-2.160	6.500	-	-	-	-	-	-	Engastado
N70	0.825	-1.080	8.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N71	1.825	-14.460	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N72	0.825	-14.460	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N73	1.825	-13.390	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N74	0.825	-13.390	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N75	1.825	-11.245	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N76	0.825	-11.245	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N77	1.825	-12.320	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N78	0.825	-12.320	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N79	1.825	-10.049	7.858	-	-	-	-	-	-	Engastado
N80	0.825	-10.049	7.858	-	-	-	-	-	-	Engastado
N81	1.825	-9.110	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N82	0.825	-9.110	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N83	1.825	-6.970	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N84	0.825	-6.970	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N85	1.825	-8.040	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N86	0.825	-8.040	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N87	1.825	-5.900	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N88	0.825	-5.900	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N89	1.825	-3.760	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N90	0.825	-3.760	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N91	1.825	-1.620	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N92	0.825	-1.620	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N93	1.825	-4.830	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado

Nós										
Referência	Coordenadas			Vínculo c/ exterior						Vinculação interna
	X (m)	Y (m)	Z (m)	Δ_x	Δ_y	Δ_z	θ_x	θ_y	θ_z	
N94	0.825	-4.830	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N95	1.825	-2.690	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N96	0.825	-2.690	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N97	1.825	-0.540	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N98	0.825	-0.540	7.600	-	-	-	-	-	-	Engastado
N99	1.825	-7.500	10.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N100	1.825	-9.105	9.960	-	-	-	-	-	-	Engastado
N101	1.825	-8.570	10.400	-	-	-	-	-	-	Engastado
N102	1.825	-8.035	10.630	-	-	-	-	-	-	Engastado
N103	1.825	-5.895	9.960	-	-	-	-	-	-	Engastado
N104	1.825	-6.430	10.400	-	-	-	-	-	-	Engastado
N105	1.825	-6.965	10.630	-	-	-	-	-	-	Engastado
N106	1.825	-8.035	9.550	-	-	-	-	-	-	Engastado
N107	1.825	-7.500	9.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N108	1.825	-6.965	9.550	-	-	-	-	-	-	Engastado
N109	1.825	-9.372	9.330	-	-	-	-	-	-	Engastado
N110	1.825	-5.627	9.330	-	-	-	-	-	-	Engastado
N111	0.825	-9.372	9.330	-	-	-	-	-	-	Engastado
N112	0.825	-9.105	9.960	-	-	-	-	-	-	Engastado
N113	0.825	-8.570	10.400	-	-	-	-	-	-	Engastado
N114	0.825	-8.035	10.630	-	-	-	-	-	-	Engastado
N115	0.825	-7.500	10.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N116	0.825	-5.627	9.330	-	-	-	-	-	-	Engastado
N117	0.825	-5.895	9.960	-	-	-	-	-	-	Engastado
N118	0.825	-6.430	10.400	-	-	-	-	-	-	Engastado
N119	0.825	-6.965	10.630	-	-	-	-	-	-	Engastado
N120	0.825	-7.500	9.700	-	-	-	-	-	-	Engastado
N121	0.825	-8.035	9.550	-	-	-	-	-	-	Engastado
N122	0.825	-6.965	9.550	-	-	-	-	-	-	Engastado

2.1.2. Barras

2.1.2.1. Materiais utilizados

Materiais utilizados							
Material		E (MPa)	ν	G (MPa)	f_y (MPa)	$\alpha_{.t}$ (m/m°C)	γ (kN/m³)
Tipo	Designação						
Aço laminado	A-572 345MPa	200000.00	0.300	77000.00	345.00	0.000012	77.01

Notação:
E: Módulo de elasticidade
n: Módulo de poisson
G: Módulo de corte
f_y: Limite elástico
$a_{.t}$: Coeficiente de dilatação
g: Peso específico

2.1.2.2. Descrição

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
Aço laminado	A-572 345MPa	N2/N18	N2/N5	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	-	-
		N18/N11	N2/N5	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.102	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N11/N5	N2/N5	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.212	0.074	1.00	1.00	3.360	3.360
		N1/N15	N1/N6	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	-	-
		N15/N12	N1/N6	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.072	0.104	1.00	1.00	3.250	3.250
		N12/N13	N1/N6	W 200 x 41.7 (H)	0.104	1.992	0.104	1.53	1.53	3.360	3.360
		N13/N6	N1/N6	W 200 x 41.7 (H)	0.104	0.982	0.074	2.90	2.90	3.360	3.360
		N3/N17	N3/N7	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	-	-
		N17/N10	N3/N7	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.102	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N10/N7	N3/N7	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.212	0.074	1.00	1.00	3.360	3.360
		N4/N16	N4/N8	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	-	-
		N16/N9	N4/N8	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.072	0.104	1.00	1.00	3.250	3.250
		N9/N14	N4/N8	W 200 x 41.7 (H)	0.104	1.992	0.104	1.53	1.53	3.360	3.360
		N14/N8	N4/N8	W 200 x 41.7 (H)	0.104	0.982	0.074	2.90	2.90	3.360	3.360
		N6/N5	N6/N5	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N6/N8	N6/N8	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N8/N7	N8/N7	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N5/N7	N5/N7	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N11/N10	N11/N10	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N9/N10	N9/N10	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N12/N41	N12/N9	W 200 x 26.6 (I)	0.083	0.742	-	3.21	3.21	0.825	0.825
		N41/N43	N12/N9	W 200 x 26.6 (I)	-	1.000	-	2.65	2.65	1.000	1.000
		N43/N9	N12/N9	W 200 x 26.6 (I)	-	0.742	0.083	3.21	3.21	0.825	0.825
		N12/N11	N12/N11	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N13/N37	N13/N14	W 200 x 26.6 (I)	0.083	0.742	-	3.21	3.21	0.825	0.825
		N37/N38	N13/N14	W 200 x 26.6 (I)	-	1.000	-	2.65	2.65	1.000	1.000
		N38/N14	N13/N14	W 200 x 26.6 (I)	-	0.742	0.083	3.21	3.21	0.825	0.825
		N15/N16	N15/N16	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N16/N17	N16/N17	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N18/N17	N18/N17	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N15/N18	N15/N18	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N20/N21	N20/N23	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N21/N22	N20/N23	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.102	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N22/N23	N20/N23	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.212	0.074	1.00	1.00	3.360	3.360
		N19/N24	N19/N27	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N24/N25	N19/N27	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.072	0.104	1.00	1.00	3.250	3.250
		N25/N26	N19/N27	W 200 x 41.7 (H)	0.104	1.992	0.104	1.53	1.53	3.360	3.360
		N26/N27	N19/N27	W 200 x 41.7 (H)	0.104	0.982	0.074	2.90	2.90	3.360	3.360
		N28/N29	N28/N31	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N29/N30	N28/N31	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.102	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N30/N31	N28/N31	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.212	0.074	1.00	1.00	3.360	3.360
		N32/N33	N32/N36	W 200 x 41.7 (H)	-	3.176	0.074	1.00	1.00	3.250	3.250
		N33/N34	N32/N36	W 200 x 41.7 (H)	0.074	3.072	0.104	1.00	1.00	3.250	3.250
		N34/N35	N32/N36	W 200 x 41.7 (H)	0.104	1.992	0.104	1.53	1.53	3.360	3.360
		N35/N36	N32/N36	W 200 x 41.7 (H)	0.104	0.982	0.074	2.90	2.90	3.360	3.360
		N23/N27	N23/N27	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N27/N36	N27/N36	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N31/N36	N31/N36	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N23/N31	N23/N31	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N22/N30	N22/N30	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N30/N34	N30/N34	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N25/N42	N25/N34	W 200 x 26.6 (I)	0.083	0.742	-	3.21	3.21	0.825	0.825
		N42/N44	N25/N34	W 200 x 26.6 (I)	-	1.000	-	2.65	2.65	1.000	1.000
		N44/N34	N25/N34	W 200 x 26.6 (I)	-	0.742	0.083	3.21	3.21	0.825	0.825
		N22/N25	N22/N25	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N26/N39	N26/N35	W 200 x 26.6 (I)	0.083	0.742	-	3.21	3.21	0.825	0.825
		N39/N40	N26/N35	W 200 x 26.6 (I)	-	1.000	-	2.65	2.65	1.000	1.000
		N40/N35	N26/N35	W 200 x 26.6 (I)	-	0.742	0.083	3.21	3.21	0.825	0.825
		N24/N33	N24/N33	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N29/N33	N29/N33	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N21/N29	N21/N29	W 150 x 13 (I)	0.083	2.484	0.083	1.00	1.00	2.650	2.650
		N21/N24	N21/N24	W 150 x 13 (I)	0.103	2.450	0.103	1.00	1.00	2.650	2.650
		N39/N64	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.067	0.930	0.083	1.00	1.00	1.080	1.080
		N64/N62	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N62/N60	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N60/N58	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	1.969	0.088	1.00	1.00	2.140	2.140
		N58/N66	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.088	1.969	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N66/N68	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N68/N70	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N70/N37	N39/N37	W 150 x 13 (I)	0.083	0.930	0.067	1.00	1.00	1.080	1.080
		N40/N49	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.067	0.930	0.083	1.00	1.00	1.080	1.080
		N49/N48	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N48/N46	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N46/N45	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	1.969	0.088	1.00	1.00	-	-
		N45/N47	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.088	1.969	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N47/N50	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N50/N51	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N51/N38	N40/N38	W 150 x 13 (I)	0.083	0.930	0.067	1.00	1.00	1.080	1.080
		N42/N63	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.104	1.953	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N63/N61	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.984	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N61/N59	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.964	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N59/N65	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N65/N67	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N67/N69	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N69/N41	N42/N41	W 150 x 13 (I)	0.083	1.994	0.083	0.99	0.99	2.140	2.140
		N44/N52	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N52/N57	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.984	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N57/N53	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.964	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N53/N54	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N54/N55	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N55/N56	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.974	0.083	1.00	1.00	2.140	2.140
		N56/N43	N44/N43	W 150 x 13 (I)	0.083	1.994	0.083	0.99	0.99	2.140	2.140
		N33/N30	N33/N30	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N30/N36	N30/N36	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N34/N31	N34/N31	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N29/N34	N29/N34	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N21/N25	N21/N25	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N24/N22	N24/N22	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N22/N27	N22/N27	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N25/N23	N25/N23	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N16/N10	N16/N10	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N17/N9	N17/N9	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N9/N7	N9/N7	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N10/N8	N10/N8	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N15/N11	N15/N11	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N18/N12	N18/N12	W 150 x 13 (I)	0.162	3.873	0.162	1.00	1.00	-	-
		N12/N5	N12/N5	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N11/N6	N11/N6	W 150 x 13 (I)	0.166	3.951	0.166	1.00	1.00	-	-
		N29/N22	N29/N22	W 150 x 13 (I)	0.096	4.001	0.096	1.00	1.00	-	-
		N22/N31	N22/N31	W 150 x 13 (I)	0.095	4.089	0.095	1.00	1.00	-	-
		N30/N23	N30/N23	W 150 x 13 (I)	0.095	4.089	0.095	1.00	1.00	-	-
		N21/N30	N21/N30	W 150 x 13 (I)	0.096	4.001	0.096	1.00	1.00	-	-
		N25/N36	N25/N36	W 150 x 13 (I)	0.132	4.052	0.095	1.00	1.00	-	-
		N34/N27	N34/N27	W 150 x 13 (I)	0.132	4.052	0.095	1.00	1.00	-	-
		N33/N25	N33/N25	W 150 x 13 (I)	0.096	3.963	0.134	1.00	1.00	-	-
		N24/N34	N24/N34	W 150 x 13 (I)	0.096	3.963	0.134	1.00	1.00	-	-
		N12/N8	N12/N8	W 150 x 13 (I)	0.132	4.052	0.095	1.00	1.00	-	-
		N9/N6	N9/N6	W 150 x 13 (I)	0.132	4.052	0.095	1.00	1.00	-	-
		N16/N12	N16/N12	W 150 x 13 (I)	0.096	3.963	0.134	1.00	1.00	-	-
		N15/N9	N15/N9	W 150 x 13 (I)	0.096	3.963	0.134	1.00	1.00	-	-
		N11/N7	N11/N7	W 150 x 13 (I)	0.095	4.089	0.095	1.00	1.00	-	-
		N10/N5	N10/N5	W 150 x 13 (I)	0.095	4.089	0.095	1.00	1.00	-	-
		N17/N11	N17/N11	W 150 x 13 (I)	0.096	4.001	0.096	1.00	1.00	-	-
		N18/N10	N18/N10	W 150 x 13 (I)	0.096	4.001	0.096	1.00	1.00	-	-
		N53/N85	N53/N45	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N85/N45	N53/N45	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N53/N81	N53/N46	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N81/N46	N53/N46	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N57/N79	N57/N46	W 150 x 13 (I)	0.095	1.332	0.083	1.62	1.62	2.440	2.440
		N79/N46	N57/N46	W 150 x 13 (I)	0.083	0.758	0.095	2.61	2.61	2.440	2.440
		N57/N75	N57/N48	W 150 x 13 (I)	0.095	1.045	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N75/N48	N57/N48	W 150 x 13 (I)	0.083	1.046	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N52/N77	N52/N48	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N77/N48	N52/N48	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N52/N73	N52/N49	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N73/N49	N52/N49	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N44/N71	N44/N49	W 150 x 13 (I)	0.116	1.026	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N71/N49	N44/N49	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N54/N83	N54/N45	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N83/N45	N54/N45	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N54/N87	N54/N47	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N87/N47	N54/N47	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N55/N93	N55/N47	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N93/N47	N55/N47	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N55/N89	N55/N50	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N89/N50	N55/N50	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N56/N95	N56/N50	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N95/N50	N56/N50	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N56/N91	N56/N51	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N91/N51	N56/N51	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N43/N97	N43/N51	W 150 x 13 (I)	0.116	1.026	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N97/N51	N43/N51	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N59/N86	N59/N58	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N86/N58	N59/N58	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N59/N82	N59/N60	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N82/N60	N59/N60	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N61/N80	N61/N60	W 150 x 13 (I)	0.095	1.332	0.083	1.62	1.62	2.440	2.440
		N80/N60	N61/N60	W 150 x 13 (I)	0.083	0.758	0.095	2.61	2.61	2.440	2.440
		N61/N76	N61/N62	W 150 x 13 (I)	0.095	1.045	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N76/N62	N61/N62	W 150 x 13 (I)	0.083	1.046	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N63/N78	N63/N62	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N78/N62	N63/N62	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N63/N74	N63/N64	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N74/N64	N63/N64	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N42/N72	N42/N64	W 150 x 13 (I)	0.235	0.907	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N72/N64	N42/N64	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N65/N84	N65/N58	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N84/N58	N65/N58	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N65/N88	N65/N66	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N88/N66	N65/N66	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N67/N94	N67/N66	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N94/N66	N67/N66	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N67/N90	N67/N68	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N90/N68	N67/N68	W 150 x 13 (I)	0.083	1.047	0.095	1.99	1.99	2.440	2.440
		N69/N96	N69/N68	W 150 x 13 (I)	0.095	1.043	0.083	2.00	2.00	2.440	2.440
		N96/N68	N69/N68	W 150 x 13 (I)	0.083	1.043	0.095	2.00	2.00	2.440	2.440
		N69/N92	N69/N70	W 150 x 13 (I)	0.095	1.047	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N92/N70	N69/N70	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N41/N98	N41/N70	W 150 x 13 (I)	0.116	1.026	0.083	1.99	1.99	2.440	2.440
		N98/N70	N41/N70	W 150 x 13 (I)	0.083	1.048	0.094	1.99	1.99	2.440	2.440
		N64/N49	N64/N49	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N63/N52	N63/N52	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N62/N48	N62/N48	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N60/N46	N60/N46	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N61/N57	N61/N57	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N59/N53	N59/N53	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N58/N45	N58/N45	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N66/N47	N66/N47	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N65/N54	N65/N54	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N68/N50	N68/N50	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N67/N55	N67/N55	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N70/N51	N70/N51	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N72/N71	N72/N71	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N74/N73	N74/N73	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N76/N75	N76/N75	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N78/N77	N78/N77	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N80/N79	N80/N79	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N82/N81	N82/N81	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N84/N83	N84/N83	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N86/N85	N86/N85	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N88/N87	N88/N87	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N90/N89	N90/N89	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N92/N91	N92/N91	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N94/N93	N94/N93	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N96/N95	N96/N95	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N98/N97	N98/N97	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N69/N56	N69/N56	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N42/N39	N42/N39	W 200 x 26.6 (I)	0.168	1.928	0.104	1.00	1.00	-	-
		N46/N109	N46/N100	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N109/N100	N46/N100	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N100/N101	N100/N101	W 150 x 13 (I)	-	0.618	0.075	1.01	1.01	0.700	0.700
		N101/N102	N101/N102	W 150 x 13 (I)	0.075	0.507	-	1.00	1.00	-	-
		N102/N99	N102/N99	W 150 x 13 (I)	-	0.465	0.075	1.07	1.07	-	-
		N47/N110	N47/N103	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N110/N103	N47/N103	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N103/N104	N103/N104	W 150 x 13 (I)	-	0.618	0.075	1.01	1.01	0.700	0.700
		N104/N105	N104/N105	W 150 x 13 (I)	0.075	0.507	-	1.00	1.00	-	-
		N105/N99	N105/N99	W 150 x 13 (I)	-	0.465	0.075	1.07	1.07	-	-
		N45/N107	N45/N99	W 150 x 13 (I)	0.139	0.787	0.074	2.00	2.00	2.000	2.000
		N107/N99	N45/N99	W 150 x 13 (I)	0.074	0.851	0.075	2.00	2.00	2.000	2.000
		N45/N106	N45/N101	W 150 x 13 (I)	0.139	0.777	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N106/N101	N45/N101	W 150 x 13 (I)	0.088	0.828	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N45/N108	N45/N104	W 150 x 13 (I)	0.139	0.777	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N108/N104	N45/N104	W 150 x 13 (I)	0.088	0.828	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N60/N111	N60/N112	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N111/N112	N60/N112	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N112/N113	N112/N113	W 150 x 13 (I)	-	0.618	0.075	1.01	1.01	0.700	0.700

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N113/N114	N113/N114	W 150 x 13 (I)	0.075	0.507	-	1.00	1.00	-	-
		N114/N115	N114/N115	W 150 x 13 (I)	-	0.465	0.075	1.07	1.07	-	-
		N66/N116	N66/N117	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N116/N117	N66/N117	W 150 x 13 (I)	0.081	0.522	0.081	0.99	0.99	0.680	0.680
		N117/N118	N117/N118	W 150 x 13 (I)	-	0.618	0.075	1.01	1.01	0.700	0.700
		N118/N119	N118/N119	W 150 x 13 (I)	0.075	0.507	-	1.00	1.00	-	-
		N119/N115	N119/N115	W 150 x 13 (I)	-	0.465	0.075	1.07	1.07	-	-
		N58/N120	N58/N115	W 150 x 13 (I)	0.139	0.787	0.074	2.00	2.00	2.000	2.000
		N120/N115	N58/N115	W 150 x 13 (I)	0.074	0.851	0.075	2.00	2.00	2.000	2.000
		N58/N121	N58/N113	W 150 x 13 (I)	0.139	0.777	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N121/N113	N58/N113	W 150 x 13 (I)	0.088	0.828	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N58/N122	N58/N118	W 150 x 13 (I)	0.139	0.777	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N122/N118	N58/N118	W 150 x 13 (I)	0.088	0.828	0.088	1.99	1.99	2.000	2.000
		N111/N109	N111/N109	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	-	-
		N112/N100	N112/N100	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N113/N101	N113/N101	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N114/N102	N114/N102	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N115/N99	N115/N99	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N119/N105	N119/N105	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N118/N104	N118/N104	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N117/N103	N117/N103	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N116/N110	N116/N110	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N121/N106	N121/N106	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N120/N107	N120/N107	W 150 x 13 (I)	0.050	0.900	0.050	1.00	1.00	1.000	1.000
		N122/N108	N122/N108	W 150 x 13 (I)	-	1.000	-	1.00	1.00	1.000	1.000
		N40/N64	N40/N64	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.472	-	1.00	1.00	-	-
		N64/N48	N64/N48	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N48/N60	N48/N60	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N60/N109	N60/N109	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N109/N112	N109/N112	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N112/N101	N112/N101	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.216	-	1.00	1.00	-	-
		N101/N114	N101/N114	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.157	-	1.00	1.00	-	-
		N114/N99	N114/N99	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.136	-	1.00	1.00	-	-
		N119/N99	N119/N99	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.136	-	1.00	1.00	-	-
		N104/N119	N104/N119	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.157	-	1.00	1.00	-	-
		N117/N104	N117/N104	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.216	-	1.00	1.00	-	-
		N110/N117	N110/N117	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N66/N110	N66/N110	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N66/N50	N66/N50	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N50/N70	N50/N70	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N70/N38	N70/N38	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.472	-	1.00	1.00	-	-
		N51/N37	N51/N37	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.472	-	1.00	1.00	-	-
		N68/N51	N68/N51	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N47/N68	N47/N68	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N47/N116	N47/N116	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N116/N103	N116/N103	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N103/N118	N103/N118	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.216	-	1.00	1.00	-	-
		N118/N105	N118/N105	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.157	-	1.00	1.00	-	-
		N105/N115	N105/N115	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.136	-	1.00	1.00	-	-
		N102/N115	N102/N115	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.136	-	1.00	1.00	-	-
		N113/N102	N113/N102	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.157	-	1.00	1.00	-	-
		N100/N113	N100/N113	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.216	-	1.00	1.00	-	-
		N111/N100	N111/N100	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N46/N111	N46/N111	L 63 x 63 x 5 (L)	0.143	0.926	0.143	1.00	1.00	-	-
		N62/N46	N62/N46	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N49/N62	N49/N62	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N39/N49	N39/N49	L 63 x 63 x 5 (L)	-	1.472	-	1.00	1.00	-	-
		N44/N63	N44/N63	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N63/N57	N63/N57	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.189	0.091	1.00	1.00	-	-
		N57/N59	N57/N59	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.171	0.091	1.00	1.00	-	-

Descrição											
Material		Barra (Ni/Nf)	Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)			β_{xy}	β_{xz}	$Lb_{Sup.}$ (m)	$Lb_{Inf.}$ (m)
Tipo	Designação				Indeformável origem	Deformável	Indeformável extremo				
		N59/N54	N59/N54	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N54/N67	N54/N67	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N67/N56	N67/N56	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N56/N41	N56/N41	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.198	0.091	1.00	1.00	-	-
		N69/N43	N69/N43	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.198	0.091	1.00	1.00	-	-
		N55/N69	N55/N69	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N65/N55	N65/N55	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N53/N65	N53/N65	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.180	0.091	1.00	1.00	-	-
		N61/N53	N61/N53	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.171	0.091	1.00	1.00	-	-
		N52/N61	N52/N61	L 63 x 63 x 5 (L)	0.091	2.189	0.091	1.00	1.00	-	-
		N42/N52	N42/N52	L 63 x 63 x 5 (L)	0.115	2.156	0.091	1.00	1.00	-	-

Notação:
Ni: Nó inicial
Nf: Nó final
b_{xy}: Coeficiente de flambagem no plano 'XY'
b_{xz}: Coeficiente de flambagem no plano 'XZ'
$Lb_{Sup.}$: Espaçamento entre travamentos do banzo superior
$Lb_{Inf.}$: Espaçamento entre travamentos do banzo inferior

2.1.2.3. Características mecânicas

Tipos de peça	
Ref.	Peças
1	N2/N5, N1/N6, N3/N7, N4/N8, N20/N23, N19/N27, N28/N31 e N32/N36

Tipos de peça	
Ref.	Peças
2	N6/N5, N6/N8, N8/N7, N5/N7, N11/N10, N9/N10, N12/N11, N15/N16, N16/N17, N18/N17, N15/N18, N23/N27, N27/N36, N31/N36, N23/N31, N22/N30, N30/N34, N22/N25, N24/N33, N29/N33, N21/N29, N21/N24, N39/N37, N40/N38, N42/N41, N44/N43, N33/N30, N30/N36, N34/N31, N29/N34, N21/N25, N24/N22, N22/N27, N25/N23, N16/N10, N17/N9, N9/N7, N10/N8, N15/N11, N18/N12, N12/N5, N11/N6, N29/N22, N22/N31, N30/N23, N21/N30, N25/N36, N34/N27, N33/N25, N24/N34, N12/N8, N9/N6, N16/N12, N15/N9, N11/N7, N10/N5, N17/N11, N18/N10, N53/N45, N53/N46, N57/N46, N57/N48, N52/N48, N52/N49, N44/N49, N54/N45, N54/N47, N55/N47, N55/N50, N56/N50, N56/N51, N43/N51, N59/N58, N59/N60, N61/N60, N61/N62, N63/N62, N63/N64, N42/N64, N65/N58, N65/N66, N67/N66, N67/N68, N69/N68, N69/N70, N41/N70, N64/N49, N63/N52, N62/N48, N60/N46, N61/N57, N59/N53, N58/N45, N66/N47, N65/N54, N68/N50, N67/N55, N70/N51, N72/N71, N74/N73, N76/N75, N78/N77, N80/N79, N82/N81, N84/N83, N86/N85, N88/N87, N90/N89, N92/N91, N94/N93, N96/N95, N98/N97, N69/N56, N46/N100, N100/N101, N101/N102, N102/N99, N47/N103, N103/N104, N104/N105, N105/N99, N45/N99, N45/N101, N45/N104, N60/N112, N112/N113, N113/N114, N114/N115, N66/N117, N117/N118, N118/N119, N119/N115, N58/N115, N58/N113, N58/N118, N111/N109, N112/N100, N113/N101, N114/N102, N115/N99, N119/N105, N118/N104, N117/N103, N116/N110, N121/N106, N120/N107 e N122/N108
3	N12/N9, N13/N14, N25/N34, N26/N35 e N42/N39
4	N40/N64, N64/N48, N48/N60, N60/N109, N109/N112, N112/N101, N101/N114, N114/N99, N119/N99, N104/N119, N117/N104, N110/N117, N66/N110, N66/N50, N50/N70, N70/N38, N51/N37, N68/N51, N47/N68, N47/N116, N116/N103, N103/N118, N118/N105, N105/N115, N102/N115, N113/N102, N100/N113, N111/N100, N46/N111, N62/N46, N49/N62, N39/N49, N44/N63, N63/N57, N57/N59, N59/N54, N54/N67, N67/N56, N56/N41, N69/N43, N55/N69, N65/N55, N53/N65, N61/N53, N52/N61 e N42/N52

Características mecânicas									
Material		Ref.	Descrição	A (cm²)	Avy (cm²)	Avz (cm²)	Iyy (cm4)	Izz (cm4)	It (cm4)
Tipo	Designação								
Aço laminado	A-572 345MPa	1	W 200 x 41.7, (H)	53.50	29.38	11.75	4114.00	901.00	23.19

Características mecânicas									
Material		Ref.	Descrição	A (cm²)	Avy (cm²)	Avz (cm²)	Iyy (cm4)	Izz (cm4)	It (cm4)
Tipo	Designação								
		2	W 150 x 13, (I)	16.60	7.35	5.35	635.00	82.00	1.72
		3	W 200 x 26.6, (I)	34.20	16.76	9.93	2611.00	330.00	7.65
		4	L 63 x 63 x 5, (L)	6.14	2.90	2.90	22.42	22.42	0.50

Notação:
Ref.: Referência
A: Área da seção transversal
Avy: Área de esforço cortante da seção segundo o eixo local 'Y'
Avz: Área de esforço cortante da seção segundo o eixo local 'Z'
Iyy: Inércia da seção em torno do eixo local 'Y'
Izz: Inércia da seção em torno do eixo local 'Z'
It: Inércia à torção
As características mecânicas das peças correspondem à seção no ponto médio das mesmas.

2.1.2.4. Tabela de ferro

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m³)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
Aço laminado	A-572 345MPa	N2/N5	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N1/N6	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N3/N7	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N4/N8	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N6/N5	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N6/N8	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N8/N7	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N5/N7	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N11/N10	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N9/N10	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N12/N9	W 200 x 26.6 (I)	2.650	0.009	71.14

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N12/N11	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N13/N14	W 200 x 26.6 (I)	2.650	0.009	71.14
		N15/N16	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N16/N17	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N18/N17	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N15/N18	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N20/N23	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N19/N27	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N28/N31	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N32/N36	W 200 x 41.7 (H)	9.860	0.053	414.10
		N23/N27	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N27/N36	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N31/N36	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N23/N31	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N22/N30	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N30/N34	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N25/N34	W 200 x 26.6 (I)	2.650	0.009	71.14
		N22/N25	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N26/N35	W 200 x 26.6 (I)	2.650	0.009	71.14
		N24/N33	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N29/N33	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N21/N29	W 150 x 13 (I)	2.650	0.004	34.53
		N21/N24	W 150 x 13 (I)	2.656	0.004	34.61
		N39/N37	W 150 x 13 (I)	15.000	0.025	195.47
		N40/N38	W 150 x 13 (I)	15.000	0.025	195.47
		N42/N41	W 150 x 13 (I)	15.000	0.025	195.47
		N44/N43	W 150 x 13 (I)	15.000	0.025	195.47
		N33/N30	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N30/N36	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N34/N31	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N29/N34	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N21/N25	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N24/N22	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N22/N27	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N25/N23	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N16/N10	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N17/N9	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N9/N7	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N10/N8	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N15/N11	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N18/N12	W 150 x 13 (I)	4.197	0.007	54.69
		N12/N5	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N11/N6	W 150 x 13 (I)	4.283	0.007	55.81
		N29/N22	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N22/N31	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N30/N23	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N21/N30	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N25/N36	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N34/N27	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N33/N25	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N24/N34	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N12/N8	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N9/N6	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N16/N12	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N15/N9	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N11/N7	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N10/N5	W 150 x 13 (I)	4.279	0.007	55.76
		N17/N11	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N18/N10	W 150 x 13 (I)	4.193	0.007	54.64
		N53/N45	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N53/N46	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N57/N46	W 150 x 13 (I)	2.446	0.004	31.88
		N57/N48	W 150 x 13 (I)	2.446	0.004	31.88
		N52/N48	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N52/N49	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N44/N49	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N54/N45	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N54/N47	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N55/N47	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N55/N50	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N56/N50	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N56/N51	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N43/N51	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N59/N58	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N59/N60	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N61/N60	W 150 x 13 (I)	2.446	0.004	31.88
		N61/N62	W 150 x 13 (I)	2.446	0.004	31.88
		N63/N62	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N63/N64	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N42/N64	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N65/N58	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N65/N66	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N67/N66	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N67/N68	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N69/N68	W 150 x 13 (I)	2.442	0.004	31.82
		N69/N70	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N41/N70	W 150 x 13 (I)	2.451	0.004	31.94
		N64/N49	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N63/N52	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N62/N48	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N60/N46	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N61/N57	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N59/N53	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N58/N45	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N66/N47	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N65/N54	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N68/N50	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N67/N55	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N70/N51	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N72/N71	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N74/N73	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N76/N75	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N78/N77	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N80/N79	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N82/N81	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N84/N83	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N86/N85	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N88/N87	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N90/N89	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N92/N91	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N94/N93	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N96/N95	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N98/N97	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N69/N56	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N42/N39	W 200 x 26.6 (I)	2.200	0.008	59.06
		N46/N100	W 150 x 13 (I)	1.369	0.002	17.84
		N100/N101	W 150 x 13 (I)	0.693	0.001	9.03
		N101/N102	W 150 x 13 (I)	0.582	0.001	7.59
		N102/N99	W 150 x 13 (I)	0.540	0.001	7.03
		N47/N103	W 150 x 13 (I)	1.369	0.002	17.84
		N103/N104	W 150 x 13 (I)	0.693	0.001	9.03
		N104/N105	W 150 x 13 (I)	0.582	0.001	7.59
		N105/N99	W 150 x 13 (I)	0.540	0.001	7.03
		N45/N99	W 150 x 13 (I)	2.000	0.003	26.06
		N45/N101	W 150 x 13 (I)	2.009	0.003	26.18
		N45/N104	W 150 x 13 (I)	2.009	0.003	26.18

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N60/N112	W 150 x 13 (I)	1.369	0.002	17.84
		N112/N113	W 150 x 13 (I)	0.693	0.001	9.03
		N113/N114	W 150 x 13 (I)	0.582	0.001	7.59
		N114/N115	W 150 x 13 (I)	0.540	0.001	7.03
		N66/N117	W 150 x 13 (I)	1.369	0.002	17.84
		N117/N118	W 150 x 13 (I)	0.693	0.001	9.03
		N118/N119	W 150 x 13 (I)	0.582	0.001	7.59
		N119/N115	W 150 x 13 (I)	0.540	0.001	7.03
		N58/N115	W 150 x 13 (I)	2.000	0.003	26.06
		N58/N113	W 150 x 13 (I)	2.009	0.003	26.18
		N58/N118	W 150 x 13 (I)	2.009	0.003	26.18
		N111/N109	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N112/N100	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N113/N101	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N114/N102	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N115/N99	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N119/N105	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N118/N104	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N117/N103	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N116/N110	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N121/N106	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N120/N107	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N122/N108	W 150 x 13 (I)	1.000	0.002	13.03
		N40/N64	L 63 x 63 x 5 (L)	1.472	0.001	7.09
		N64/N48	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N48/N60	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N60/N109	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N109/N112	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N112/N101	L 63 x 63 x 5 (L)	1.216	0.001	5.86
		N101/N114	L 63 x 63 x 5 (L)	1.157	0.001	5.58
		N114/N99	L 63 x 63 x 5 (L)	1.136	0.001	5.48
		N119/N99	L 63 x 63 x 5 (L)	1.136	0.001	5.48
		N104/N119	L 63 x 63 x 5 (L)	1.157	0.001	5.58
		N117/N104	L 63 x 63 x 5 (L)	1.216	0.001	5.86
		N110/N117	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N66/N110	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m^3)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N66/N50	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N50/N70	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N70/N38	L 63 x 63 x 5 (L)	1.472	0.001	7.09
		N51/N37	L 63 x 63 x 5 (L)	1.472	0.001	7.09
		N68/N51	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N47/N68	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N47/N116	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N116/N103	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N103/N118	L 63 x 63 x 5 (L)	1.216	0.001	5.86
		N118/N105	L 63 x 63 x 5 (L)	1.157	0.001	5.58
		N105/N115	L 63 x 63 x 5 (L)	1.136	0.001	5.48
		N102/N115	L 63 x 63 x 5 (L)	1.136	0.001	5.48
		N113/N102	L 63 x 63 x 5 (L)	1.157	0.001	5.58
		N100/N113	L 63 x 63 x 5 (L)	1.216	0.001	5.86
		N111/N100	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N46/N111	L 63 x 63 x 5 (L)	1.212	0.001	5.84
		N62/N46	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N49/N62	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39

Tabela de ferro						
Material		Peça (Ni/Nf)	Perfil(Série)	Comprimento (m)	Volume (m³)	Peso (kg)
Tipo	Designação					
		N39/N49	L 63 x 63 x 5 (L)	1.472	0.001	7.09
		N44/N63	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N63/N57	L 63 x 63 x 5 (L)	2.371	0.001	11.43
		N57/N59	L 63 x 63 x 5 (L)	2.353	0.001	11.34
		N59/N54	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N54/N67	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N67/N56	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N56/N41	L 63 x 63 x 5 (L)	2.380	0.001	11.47
		N69/N43	L 63 x 63 x 5 (L)	2.380	0.001	11.47
		N55/N69	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N65/N55	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N53/N65	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39
		N61/N53	L 63 x 63 x 5 (L)	2.353	0.001	11.34
		N52/N61	L 63 x 63 x 5 (L)	2.371	0.001	11.43
		N42/N52	L 63 x 63 x 5 (L)	2.362	0.001	11.39

Notação:
Ni: Nó inicial
Nf: Nó final

2.1.2.5. Tabela resumo

Tabela resumo													
Material		Série	Perfil	Comprimento			Volume			Peso			
Tipo	Designação			Perfil (m)	Série (m)	Material (m)	Perfil (m³)	Série (m³)	Material (m³)	Perfil (kg)	Série (kg)	Material (kg)	
			W 200 x 41.7	78.880			0.422			3312.76			
		H			78.880			0.422			3312.76		
			W 150 x 13	386.281			0.641			5033.63			
			W 200 x 26.6	12.800			0.044			343.64			
		I			399.081			0.685			5377.28		
			L 63 x 63 x 5	81.625			0.050			393.42			
		L			81.625			0.050			393.42		
Aço laminado	A-572 345MPa					559.586			1.157			9083.46	

2.1.2.6. Quantitativos de superfícies

Aço laminado: Quantitativos das superfícies a pintar				
Série	Perfil	Superfície unitária (m²/m)	Comprimento (m)	Superfície (m²)
H	W 200 x 41.7	1.060	78.880	83.581
I	W 150 x 13	0.687	386.281	265.530
	W 200 x 26.6	0.934	12.800	11.960
L	L 63 x 63 x 5	0.252	81.625	20.569
			Total	**381.641**

3. FUNDAÇÃO

3.1. Elementos de fundação isolados

3.1.1. Descrição

Referências	Estacas	Geometria	Armadura
N20, N19, N32, N28, N4, N3, N2 e N1	Referência: E1 Comprimento: 3.00 m Penetração: 10.0 cm Terreno: T1	Bloco de 1 estaca Largura X: 100 cm Largura Y: 100 cm Altura: 65 cm	Estribos horizontais: 3Ø10 Estribos verticais: 3Ø10 Estribos verticais: 3Ø10 Estribos diagonais: 2Ø4.2

Estacas							
Referência	Núm.	Tipo	Seção	Largura (cm)	Materiais	Arm. Long.	Estribos
E1	8	Betonada in situ	Circular	50	Concreto: C30, em geral Aço: CA-50 e CA-60	8Ø12.5	Ø5c/10

Terreno: T1	
Estrato	Profundidade (m)
T1	0.00 - 10.00

Estratos	
Referência	Descrição
T1	Parâmetros geotécnicos - Tipo: Solo granular - Densidade aparente: 20.00 kN/m³ - Ângulo de atrito interno efectivo: 25.00 graus Tensões admissíveis - Ponta: 4.00 kN/m² - Fuste: 4.00 kN/m²

3.1.2. Medição

Referências: N20, N19, N32, N28, N4, N3, N2 e N1		CA-50	CA-60	Total
Nome da armadura		Ø10	Ø4.2	
Armadura estribos XZ	Comprimento (m) Peso (kg)	3x3.02 3x1.86		9.06 5.58
Armadura estribos YZ	Comprimento (m) Peso (kg)	3x2.98 3x1.84		8.94 5.51
Armadura estribos XY	Comprimento (m) Peso (kg)	3x3.76 3x2.32		11.28 6.95
Armadura diagonal	Comprimento (m) Peso (kg)		1x3.49 1x0.38	3.49 0.38
Armadura diagonal	Comprimento (m) Peso (kg)		1x3.48 1x0.38	3.48 0.38
Totais	Comprimento (m) Peso (kg)	29.28 18.04	6.97 0.76	 18.80
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m) Peso (kg)	32.21 19.84	7.67 0.84	 20.68

Referências: E1 (N20, N19, N32, N28, N4, N3, N2 e N1)		CA-50	CA-60	Total
Nome da armadura		Ø12.5	Ø5	
Armadura vertical	Comprimento (m) Peso (kg)	8x3.34 8x3.22		26.72 25.74
Armadura horizontal	Comprimento (m) Peso (kg)		30x1.22 30x0.19	36.60 5.75
Totais	Comprimento (m) Peso (kg)	26.72 25.74	36.60 5.75	 31.49
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m) Peso (kg)	29.39 28.31	40.26 6.33	 34.64

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

	CA-50 (kg)			CA-60 (kg)			Concreto (m³)		
Elemento	Ø10	Ø12.5	Total	Ø4.2	Ø5	Total	C30, em geral	C40, em geral	Limpeza
Referências: N20, N19, N32, N28, N4, N3, N2 e N1	8x19.84		158.72	8x0.84		6.72		8x0.65	8x0.10
Referências: E1 (N20, N19, N32, N28, N4, N3, N2 e N1)		8x28.31	226.48		8x6.33	50.64	8x0.59		8x0.00
Totais	158.72	226.48	385.20	6.72	50.64	57.36	4.71	5.20	0.80

3.1.3. Verificação

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA..... 207

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 208

Verificações: N20

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N20

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N20

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq T$$

204.78 kN ³ **1.21 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$$

T : *1.21* kN

F : *16.11* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$$

0.20 < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([1] PP+CP1)

R_{ed} : *27.45* kN

Verificações: N20

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma'_v(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N20

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva — **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa — **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N20

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N20

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N20

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N20

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.13* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *38.43* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.013*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *4.67* kN

$V_{Sd,y}$: *1.54* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.033*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *4.67* kN

$V_{Sd,y}$: *1.54* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-0.02* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N20

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.	f_{ck} :	*18.00*	MPa
γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.	γ_c :	*1.4*	
b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.	b_w :	*367.78*	mm
d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.	**d** :	*331.48*	mm
M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}.	M_0 :	*-0.02*	kN·m
M_{Sd}: Momento fletor de cálculo.	M_{Sd} :	*0.00*	kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

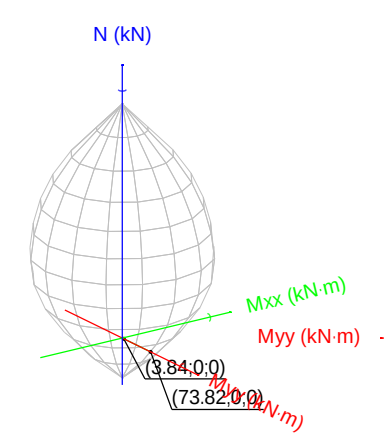
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [4] 1.4·PP+1.4·CP1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

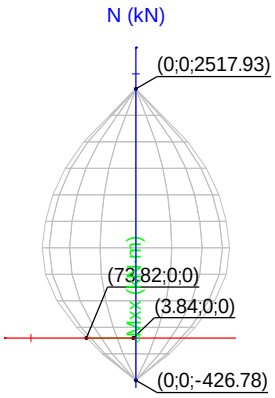
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.052*** ✓

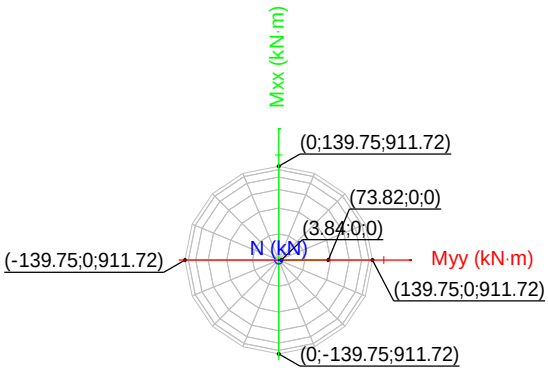
Verificações: N20



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *3.84* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

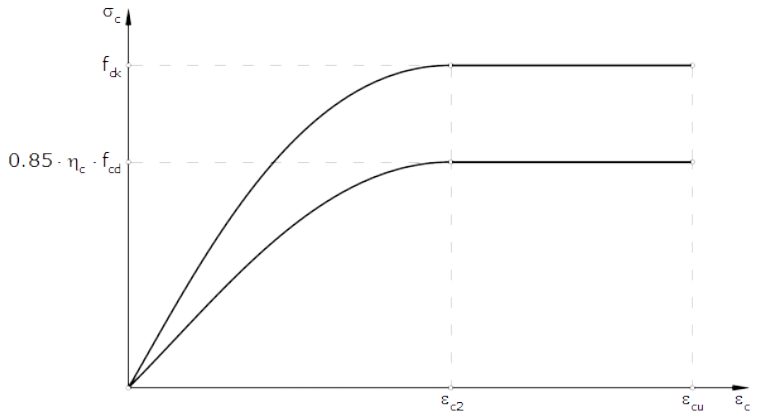
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N20

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

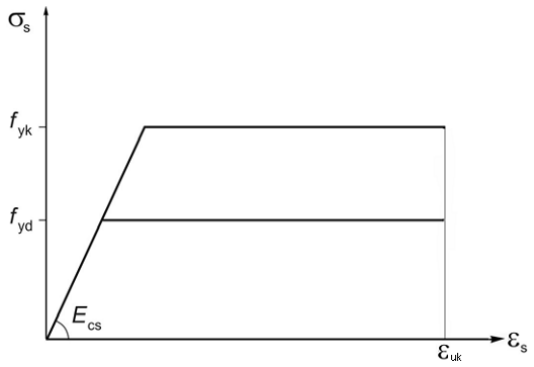
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N20

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

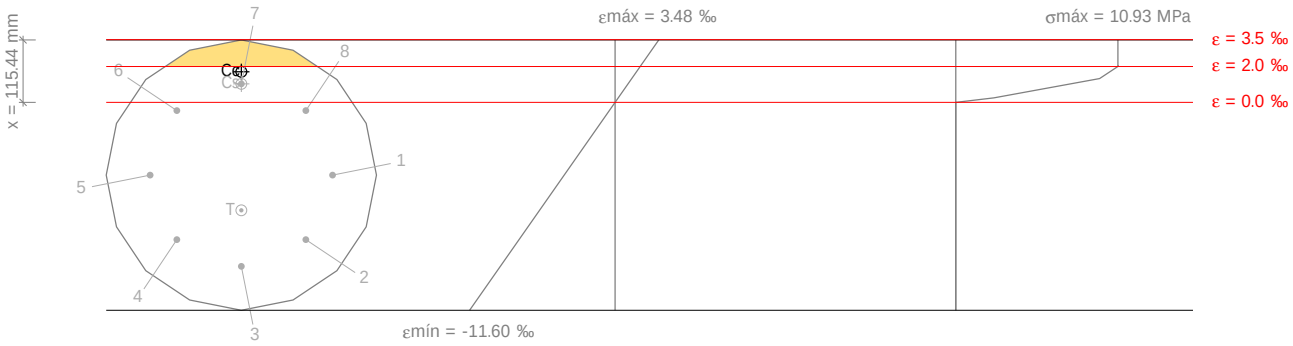
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N20

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

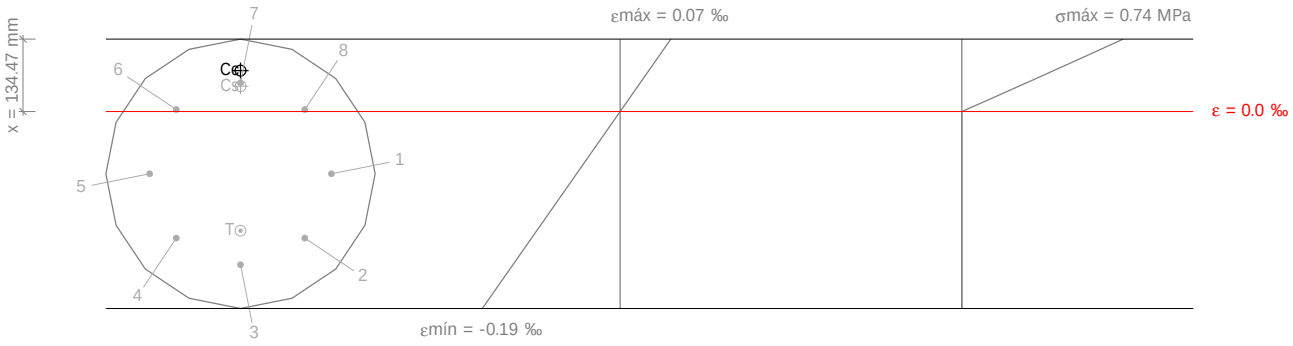
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N20

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-12.44	-0.000059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-25.28	-0.000120
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-30.60	-0.000146
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-25.28	-0.000120
5	Ø12.5	0.00	168.75	-12.44	-0.000059
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.41	+0.000002

Verificações: N20

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+5.73	+0.000027
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.41	+0.000002

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.21	191.53	0.00
Cs	0.80	162.58	0.00
T	13.01	-105.60	0.00

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$ **N_{1d}** : *0.00* kN

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$ **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$ **$M_{1d,y}$** : *3.84* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. **C_c** : *12.21* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. **C_s** : *0.80* kN

T: Resultante de tração no aço. **T** : *13.01* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. **$e_{cc,x}$** : *191.53* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{cs,x}$** : *162.58* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{T,x}$** : *-105.60* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. e_{smax} : *0.0001*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. s_{cmax} : *0.74* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. s_{smax} : *30.60* MPa

Verificações: N20

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA

Deve-se realizar a análise da estabilidade lateral (Módulo de estacas III: Análise da estabilidade lateral), já que os esforços transversos são significativos.

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA..... 207

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 208

Verificações: N19

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N19

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N19

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq T$$

204.78 kN ³ **2.18 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$$

T : *2.18* kN

F : *29.08* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$$

0.27 < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([1] PP+CP1)

R_{ed} : *36.71* kN

Verificações: N19

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma_v^{'}(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N19

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva — **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa — **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N19

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N19

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N19

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N19

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.18 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.18* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *51.40* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N19

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.021*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *8.11* kN

$V_{Sd,y}$: *1.63* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.055*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *8.11* kN

$V_{Sd,y}$: *1.63* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *-0.20* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N19

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.	**f_{ck}** :	*18.00*	MPa
γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.	γ_c :	*1.4*	
b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.	**b_w** :	*367.78*	mm
d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.	**d** :	*331.48*	mm
M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}.	**M_0** :	*-0.20*	kN·m
M_{Sd}: Momento fletor de cálculo.	**M_{Sd}** :	*0.00*	kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

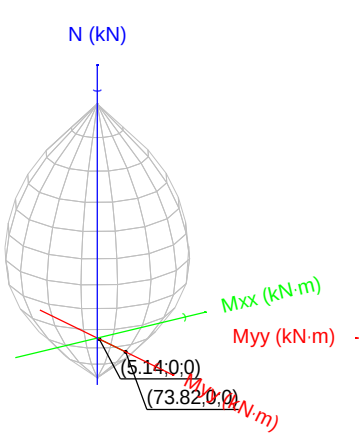
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [4] 1.4·PP+1.4·CP1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

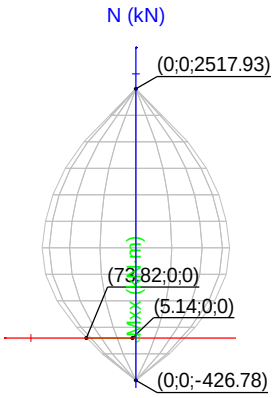
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.070*** ✓

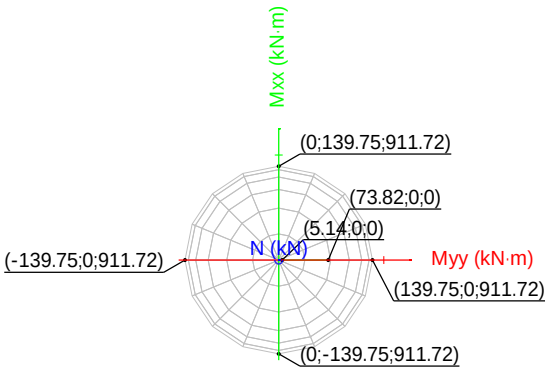
Verificações: N19



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *5.14* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

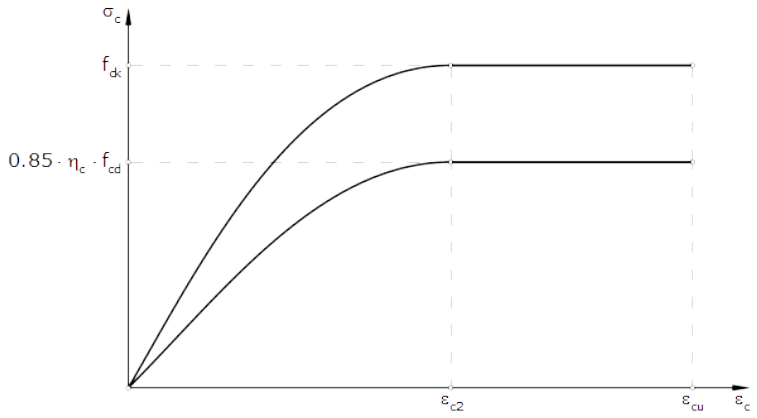
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N19

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

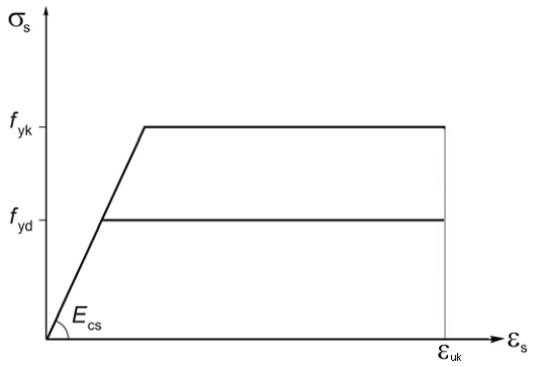
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N19

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

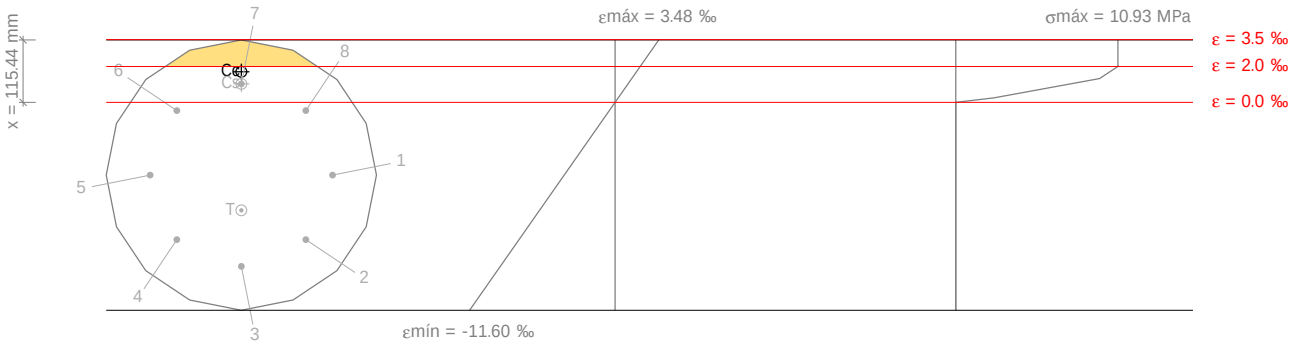
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N19

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

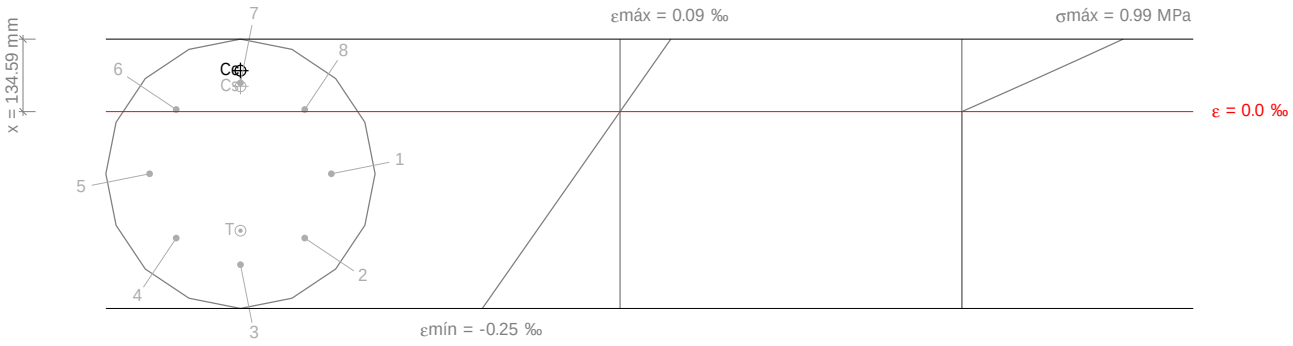
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N19

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-16.63	-0.000079
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-33.83	-0.000161
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-40.95	-0.000195
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-33.83	-0.000161
5	Ø12.5	0.00	168.75	-16.63	-0.000079
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.56	+0.000003

Verificações: N19

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+7.69	+0.000037
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.56	+0.000003

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.33	191.44	0.00
Cs	1.08	162.42	0.00
T	17.41	-105.61	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ — **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{1d,y}$** : *5.14* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *16.33* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.08* kN

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *17.41* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *191.44* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *162.42* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-105.61* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — e_{smax} : *0.0002*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — s_{cmax} : *0.99* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — s_{smax} : *40.95* MPa

Verificações: N19

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA

Deve-se realizar a análise da estabilidade lateral (Módulo de estacas III: Análise da estabilidade lateral), já que os esforços transversos são significativos.

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 207

Verificações: N32

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N32

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N32

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1.

$A_s \cdot f_{yd} \geq T$ **204.78 kN** ³ **5.75 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$ **T** : *5.75* kN

F : *76.61* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$ **0.51** < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([2] PP+CP1+V1)

R_{ed} : *70.67* kN

Verificações: N32

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma_v^{'}(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N32

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N32

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N32

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N32

$s_2 = b_{min}$ — **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ — **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. — **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. — **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm — **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ — **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. — **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N32

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.34 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.34* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *98.93* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N32

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.024*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *9.48* kN

$V_{Sd,y}$: *1.41* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.064*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *9.48* kN

$V_{Sd,y}$: *1.41* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [6] 1.4·PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [6] 1.4·PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-5.81* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N32

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *-5.81* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

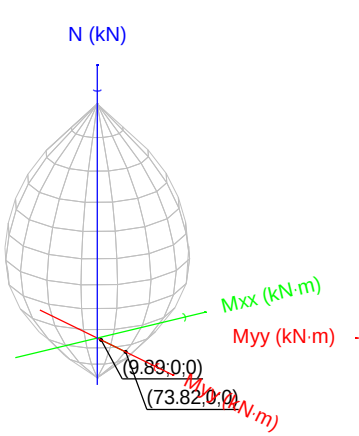
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

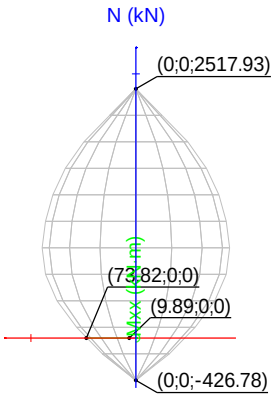
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.134*** ✓

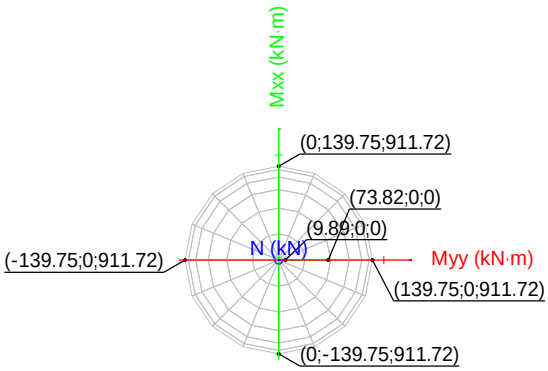
Verificações: N32



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *9.89* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

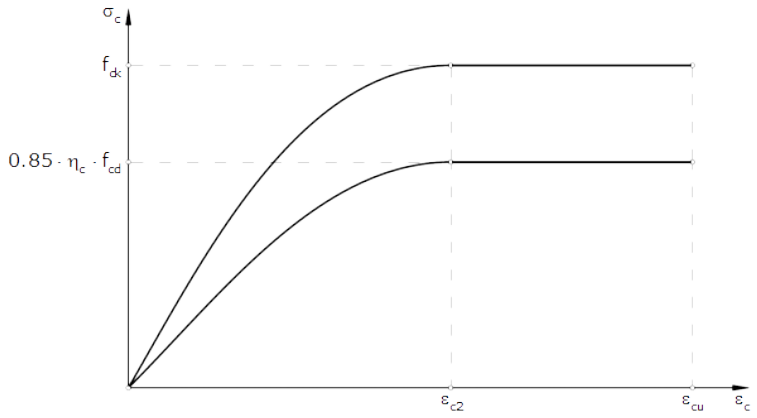
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N32

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

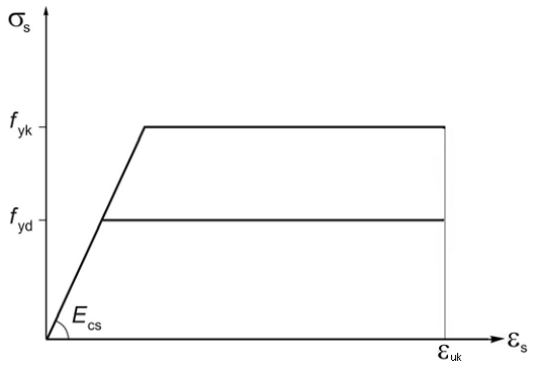
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N32

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

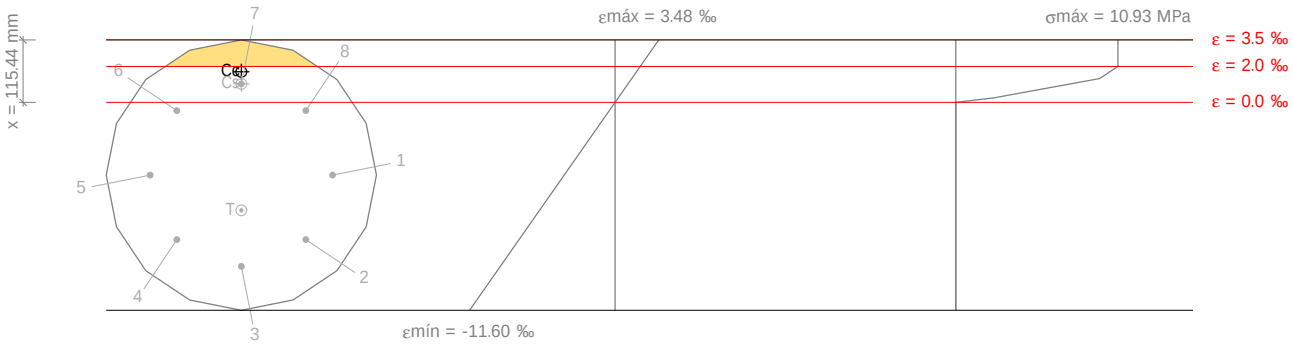
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N32

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

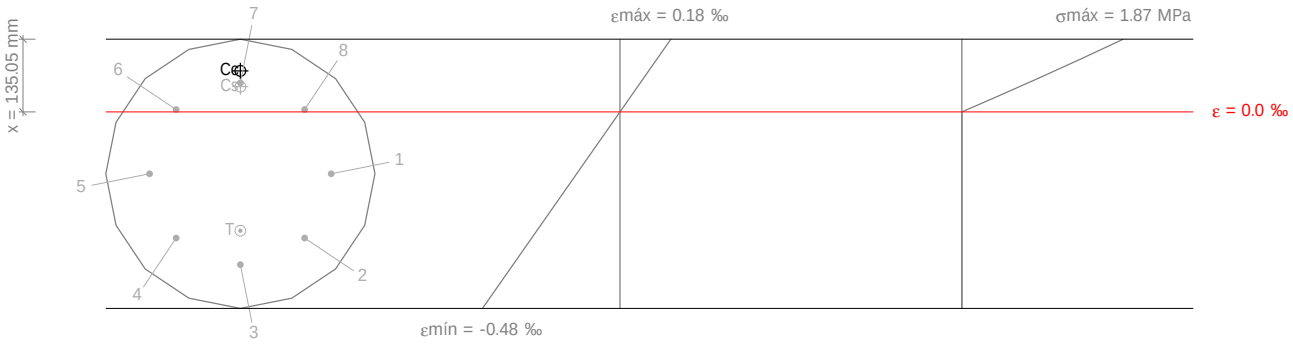
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N32

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-32.00	-0.000152
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-65.22	-0.000311
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-78.98	-0.000376
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-65.22	-0.000311
5	Ø12.5	0.00	168.75	-32.00	-0.000152
6	Ø12.5	119.32	119.32	+1.22	+0.000006

Verificações: N32

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+14.98	+0.000071
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+1.22	+0.000006

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	31.41	191.09	0.00
Cs	2.14	161.83	0.00
T	33.55	-105.67	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ **$M_{1d,y}$** : *9.89* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. **C_c** : *31.41* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. **C_s** : *2.14* kN

T: Resultante de tração no aço. **T** : *33.55* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. **$e_{cc,x}$** : *191.09* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{cs,x}$** : *161.83* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{T,x}$** : *-105.67* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. e_{cmax} : *0.0002*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. e_{smax} : *0.0004*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. s_{cmax} : *1.87* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. s_{smax} : *78.98* MPa

Verificações: N32

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

⚠ O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 207

Verificações: N28

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N28

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N28

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1.

$A_s \cdot f_{yd} \geq T$ **204.78 kN** ³ **4.17 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$ **T** : *4.17* kN

F : *55.57* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$ **0.40** < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([2] PP+CP1+V1)

R_{ed} : *55.64* kN

Verificações: N28

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma'_v(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N28

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva — **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa — **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}(\phi_d')\right) / \left(1 - \text{sen}(\phi_d')\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan(\phi_d')}$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N28

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N28

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N28

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N28

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.27 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.27* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *77.89* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N28

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.016*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *6.08* kN

$V_{Sd,y}$: *1.72* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.042*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *6.08* kN

$V_{Sd,y}$: *1.72* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-4.87* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N28

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *-4.87* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

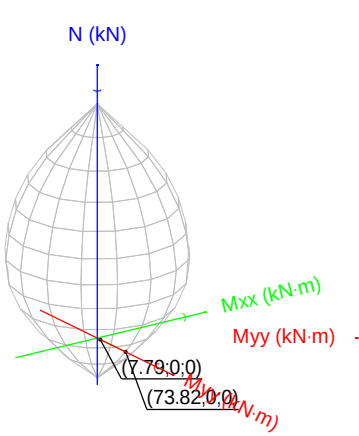
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

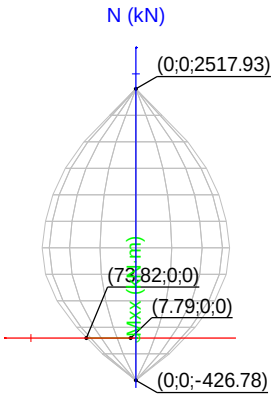
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.106*** ✓

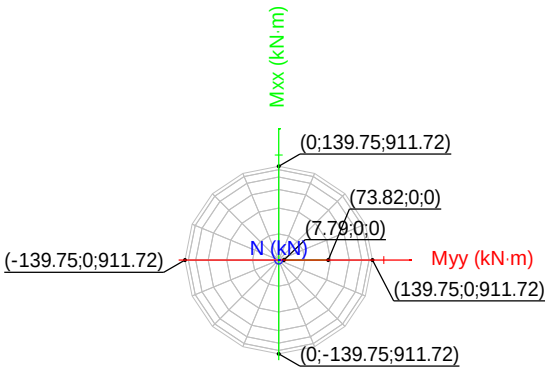
Verificações: N28



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo.

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{1d} :	*0.00*	kN
$M_{1d,x}$:	*0.00*	kN·m
$M_{1d,y}$:	*7.79*	kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

M_{Rd}: Momento resistente

N_{Rd} :	*0.00*	kN
$M_{Rd,x}$:	*0.00*	kN·m
$M_{Rd,y}$:	*73.82*	kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

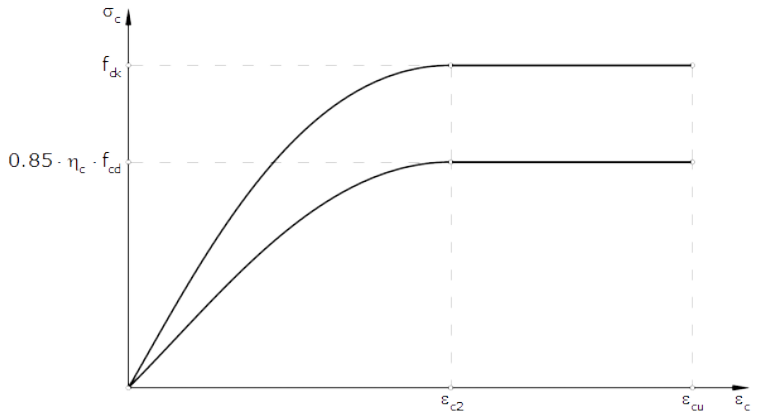
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N28

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

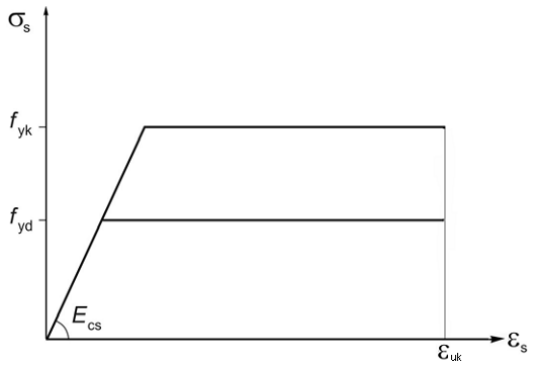
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N28

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

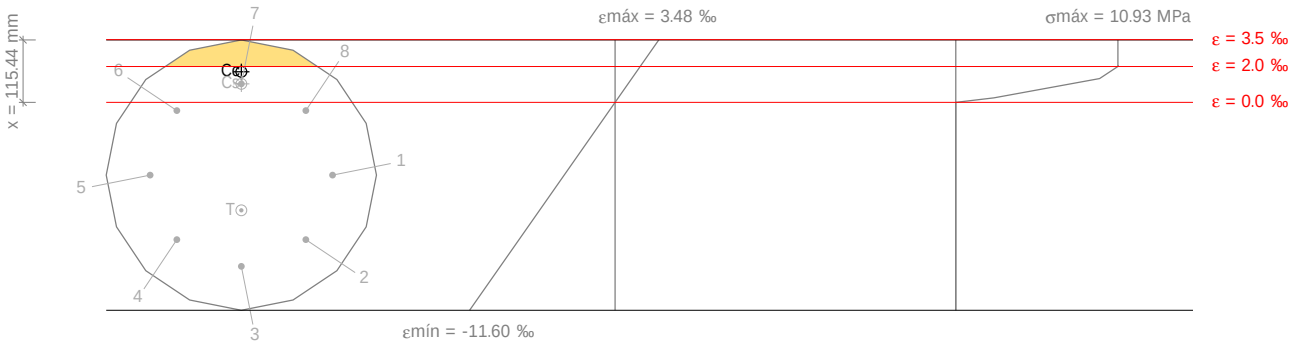
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N28

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

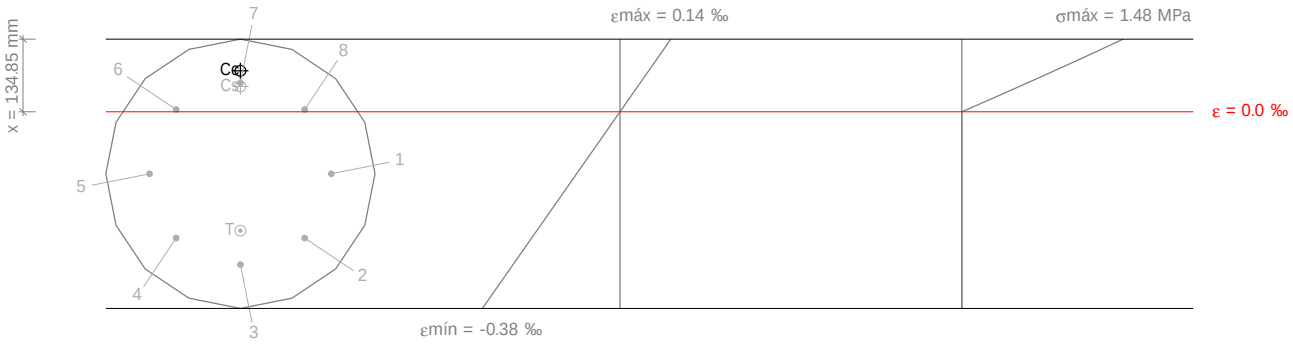
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N28

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-25.20	-0.000120
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-51.31	-0.000244
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-62.13	-0.000296
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-51.31	-0.000244
5	Ø12.5	0.00	168.75	-25.20	-0.000120
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.91	+0.000004

Verificações: N28

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+11.73	+0.000056
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.91	+0.000004

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	24.74	191.25	0.00
Cs	1.66	162.09	0.00
T	26.40	-105.65	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ — **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{1d,y}$** : *7.79* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *24.74* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.66* kN

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *26.40* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *191.25* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *162.09* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-105.65* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — e_{smax} : *0.0003*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — s_{cmax} : *1.48* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — s_{smax} : *62.13* MPa

Verificações: N28

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

⚠ O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA..... 207

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 208

Verificações: N4

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N4

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N4

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1.

$A_s \cdot f_{yd} \geq T$ **204.78 kN** ³ **4.78 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$ **T** : *4.78* kN

F : *63.73* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$ **0.45** < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([2] PP+CP1+V1)

R_{ed} : *61.46* kN

Verificações: N4

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma'_v(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N4

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva — **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa — **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N4

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N4

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N4

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N4

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.30 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.30* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *86.05* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N4

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.024*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *9.46* kN

$V_{Sd,y}$: *1.50* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.064*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *9.46* kN

$V_{Sd,y}$: *1.50* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-5.38* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N4

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *-5.38* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

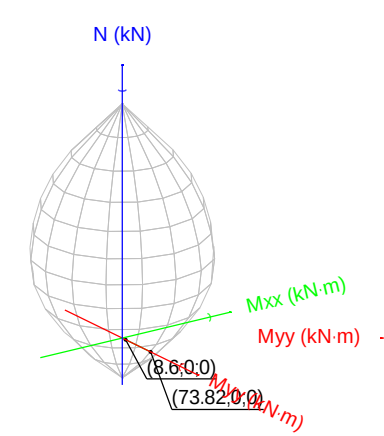
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

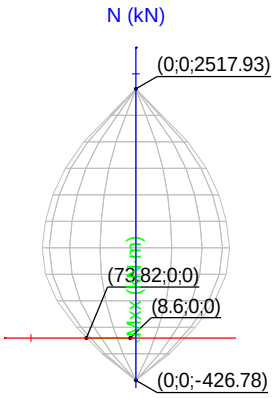
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.117*** ✓

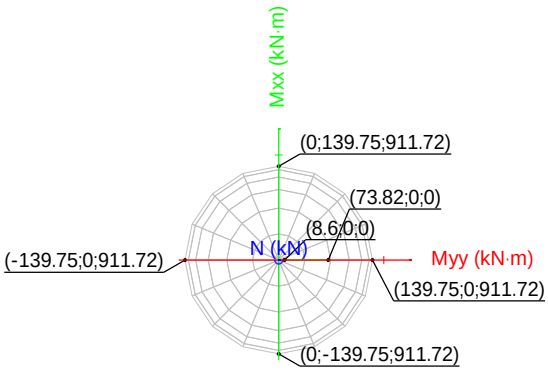
Verificações: N4



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *8.60* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

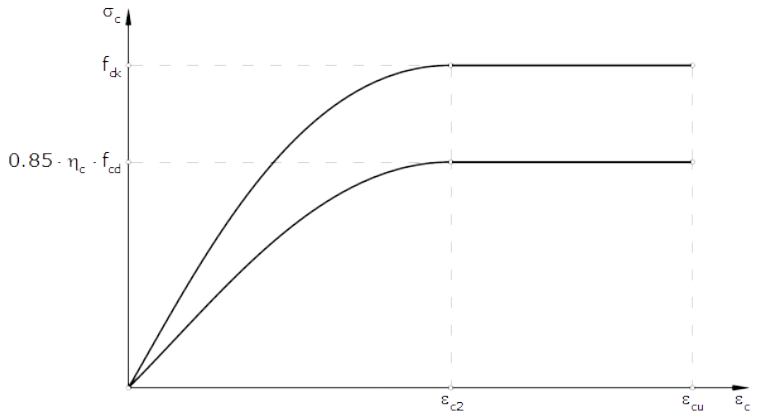
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N4

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

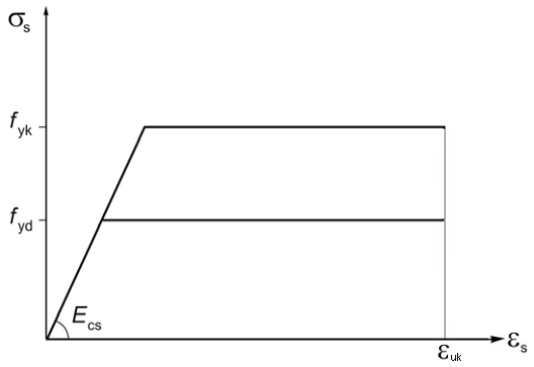
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{l} \eta_c = 1 \quad ; \quad f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} \quad ; \quad f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N4

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

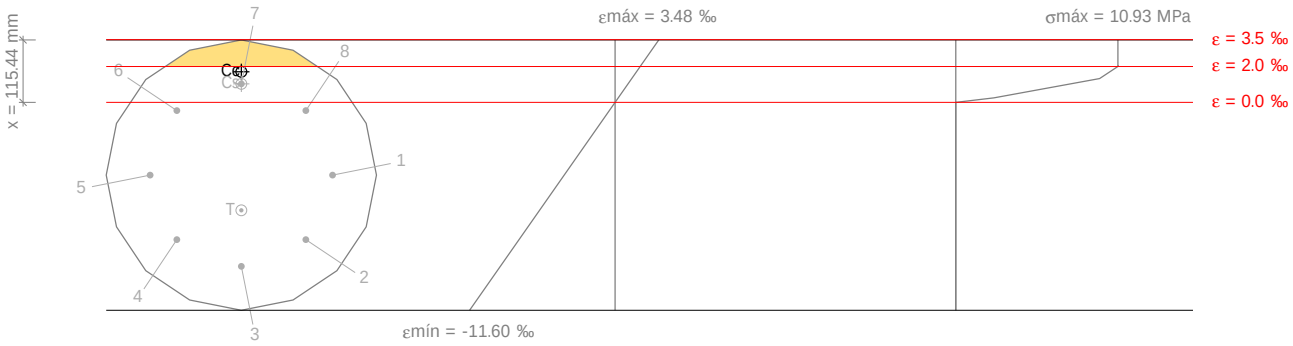
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N4

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

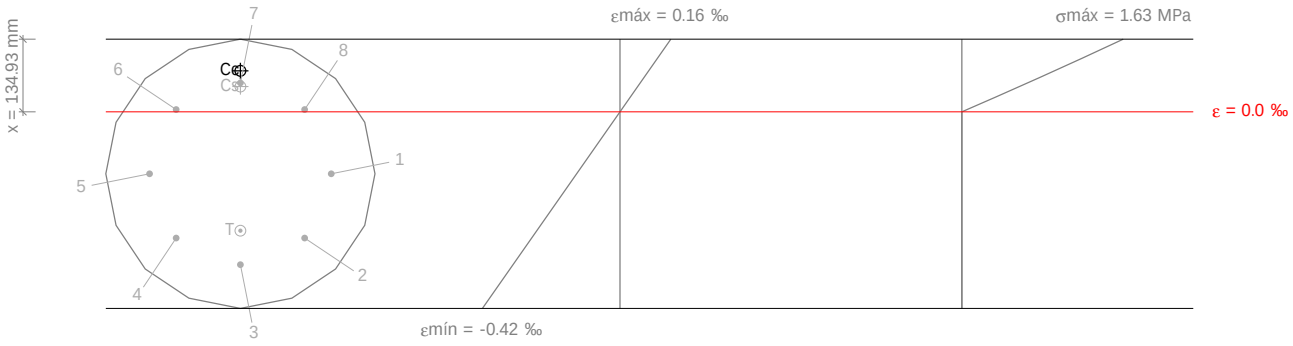
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N4

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-27.84	-0.000133
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-56.70	-0.000270
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-68.66	-0.000327
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-56.70	-0.000270
5	Ø12.5	0.00	168.75	-27.84	-0.000133
6	Ø12.5	119.32	119.32	+1.03	+0.000005

Verificações: N4

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+12.98	+0.000062
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+1.03	+0.000005

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	27.32	191.19	0.00
Cs	1.85	161.99	0.00
T	29.17	-105.65	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ **$M_{1d,y}$** : *8.60* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. **C_c** : *27.32* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. **C_s** : *1.85* kN

T: Resultante de tração no aço. **T** : *29.17* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. **$e_{cc,x}$** : *191.19* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{cs,x}$** : *161.99* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. **$e_{T,x}$** : *-105.65* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. e_{cmax} : *0.0002*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. e_{smax} : *0.0003*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. s_{cmax} : *1.63* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. s_{smax} : *68.66* MPa

Verificações: N4

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA

Deve-se realizar a análise da estabilidade lateral (Módulo de estacas III: Análise da estabilidade lateral), já que os esforços transversos são significativos.

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 207

Verificações: N3

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N3

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N3

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1.

$A_s \cdot f_{yd} \geq T$ **204.78 kN** ³ **3.20 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$ **T** : *3.20* kN

F : *42.67* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$ **0.34** < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([2] PP+CP1+V1)

R_{ed} : *46.42* kN

Verificações: N3

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma'_v(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N3

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N3

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N3

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N3

$s_2 = b_{min}$ — **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ — **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. — **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. — **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm — **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ — **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. — **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N3

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.22 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.22* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *64.99* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N3

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.016*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *6.08* kN

$V_{Sd,y}$: *1.63* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.042*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *6.08* kN

$V_{Sd,y}$: *1.63* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-4.06* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N3

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.	**f_{ck}** :	*18.00*	MPa
γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.	γ_c :	*1.4*	
b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.	**b_w** :	*367.78*	mm
d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.	**d** :	*331.48*	mm
M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}.	**M_0** :	*-4.06*	kN·m
M_{Sd}: Momento fletor de cálculo.	**M_{Sd}** :	*0.00*	kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

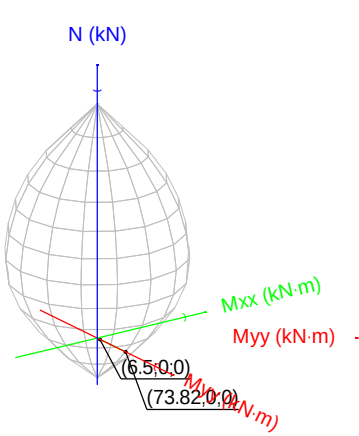
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [8] 1.4·PP+1.4·CP1+1.4·V1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

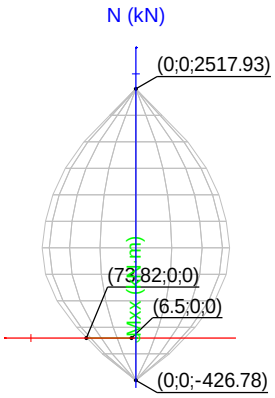
$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.088*** ✓

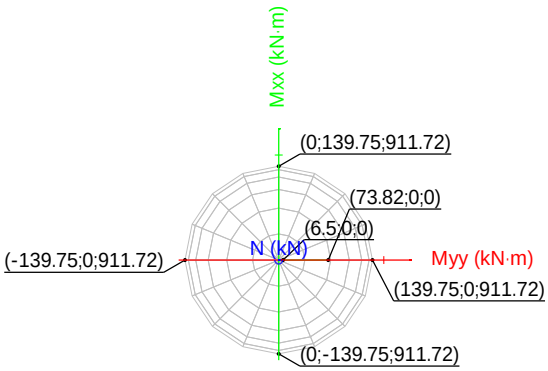
Verificações: N3



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *6.50* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

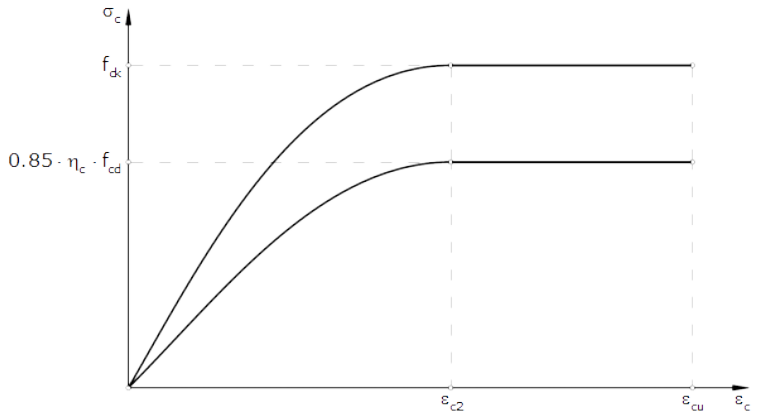
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N3

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

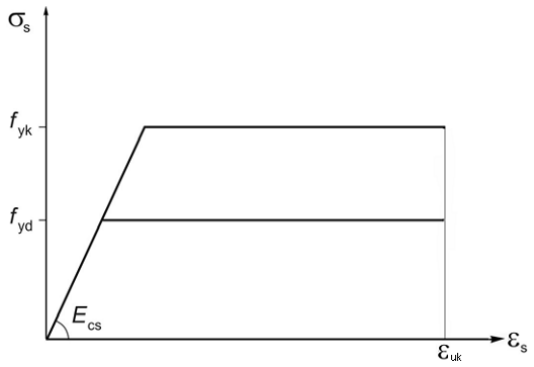
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N3

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

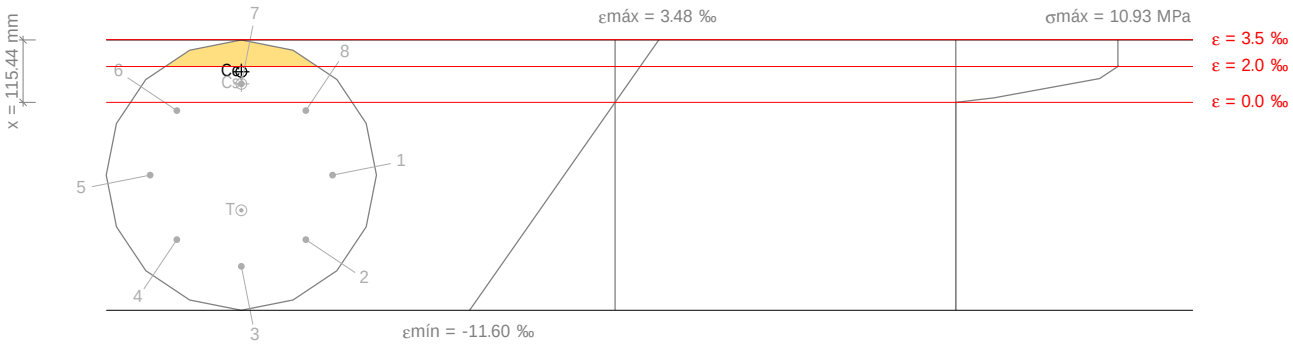
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N3

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

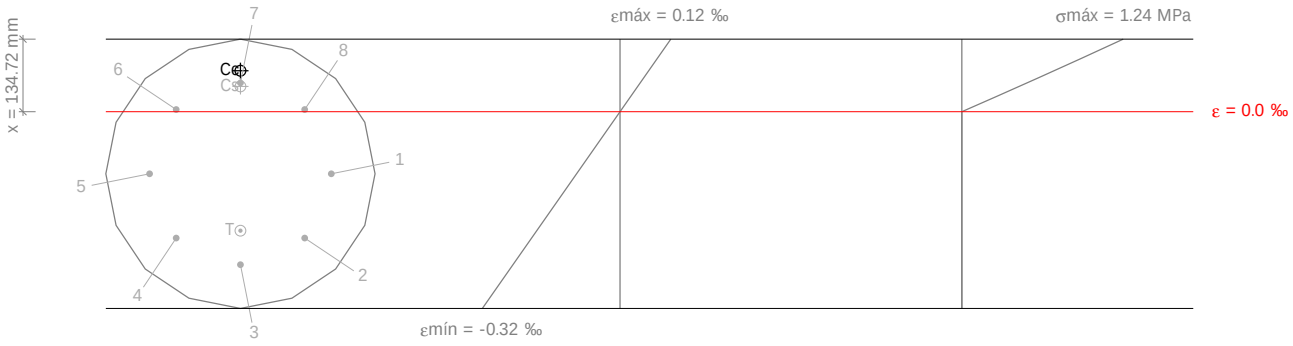
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N3

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-21.03	-0.000100
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-42.79	-0.000204
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-51.81	-0.000247
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-42.79	-0.000204
5	Ø12.5	0.00	168.75	-21.03	-0.000100
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.74	+0.000004

Verificações: N3

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+9.75	+0.000046
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.74	+0.000004

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	20.64	191.34	0.00
Cs	1.38	162.25	0.00
T	22.02	-105.63	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ — **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{1d,y}$** : *6.50* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *20.64* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.38* kN

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *22.02* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *191.34* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *162.25* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-105.63* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — e_{smax} : *0.0002*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — s_{cmax} : *1.24* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — s_{smax} : *51.81* MPa

12. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA..... 207

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 208

Verificações: N2

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N2

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N2

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1.

$$A_s \cdot f_{yd} \geq T$$

204.78 kN ³ **1.20 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$$

T : *1.20* kN

F : *16.05* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$$

0.20 < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([1] PP+CP1)

R_{ed} : *27.41* kN

Verificações: N2

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma'_v(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N2

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N2

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N2

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N2

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.13* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *38.37* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N2

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.013*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *4.68* kN

$V_{Sd,y}$: *1.55* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.033*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *4.68* kN

$V_{Sd,y}$: *1.55* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-0.01* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N2

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. **M_0** : *-0.01* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

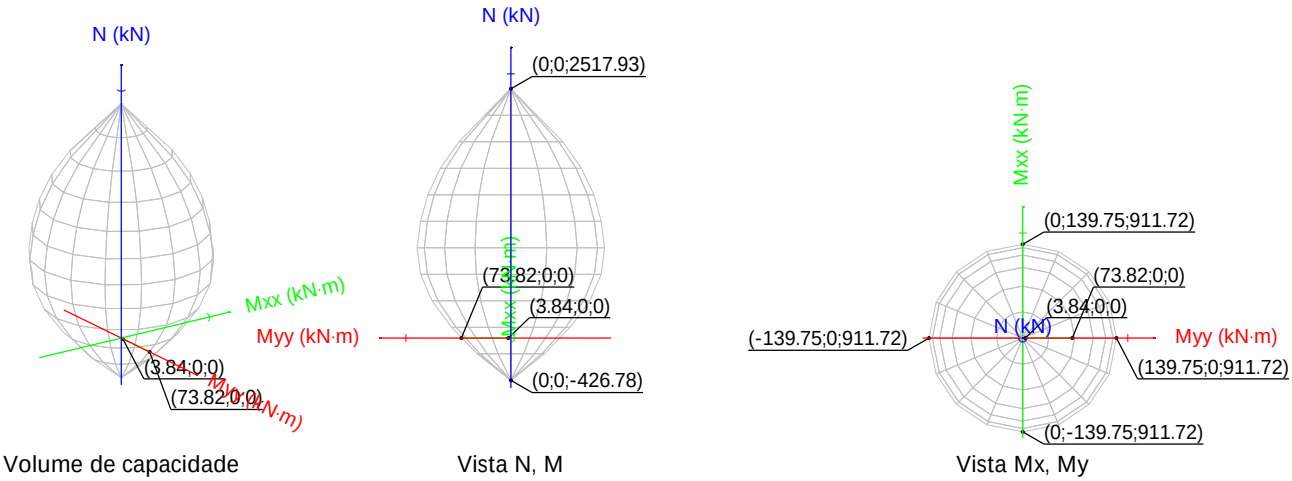
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [4] 1.4·PP+1.4·CP1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

$$\eta_l = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.052*** ✓

Verificações: N2



Volume de capacidade | Vista N, M | Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo.

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem.

N_{1d} :	*0.00*	kN
$M_{1d,x}$:	*0.00*	kN·m
$M_{1d,y}$:	*3.84*	kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente.

M_{Rd}: Momento resistente

N_{Rd} :	*0.00*	kN
$M_{Rd,x}$:	*0.00*	kN·m
$M_{Rd,y}$:	*73.82*	kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

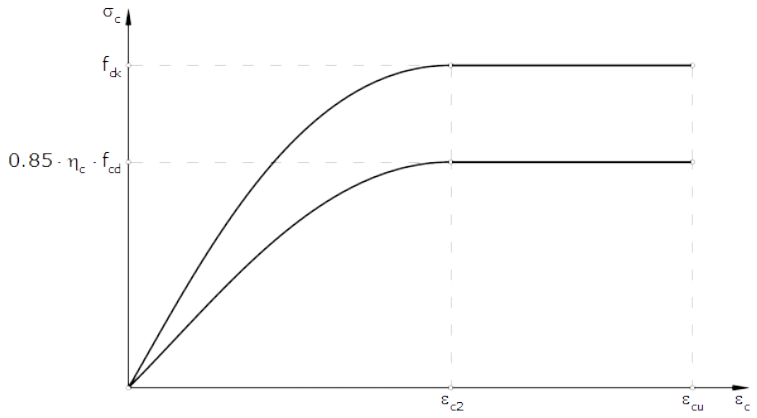
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N2

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

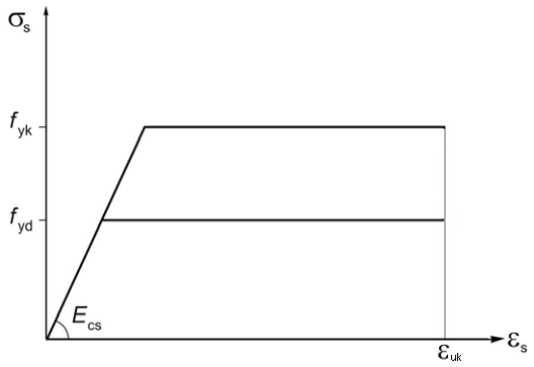
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N2

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

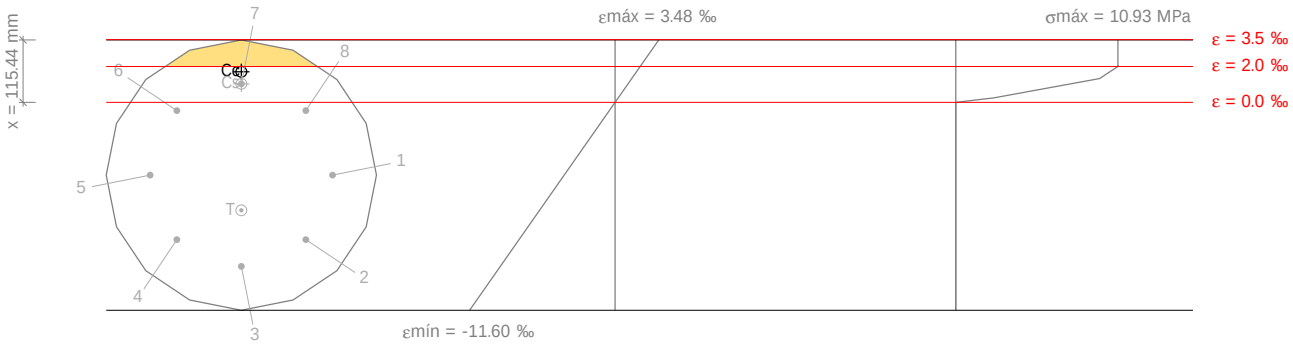
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N2

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

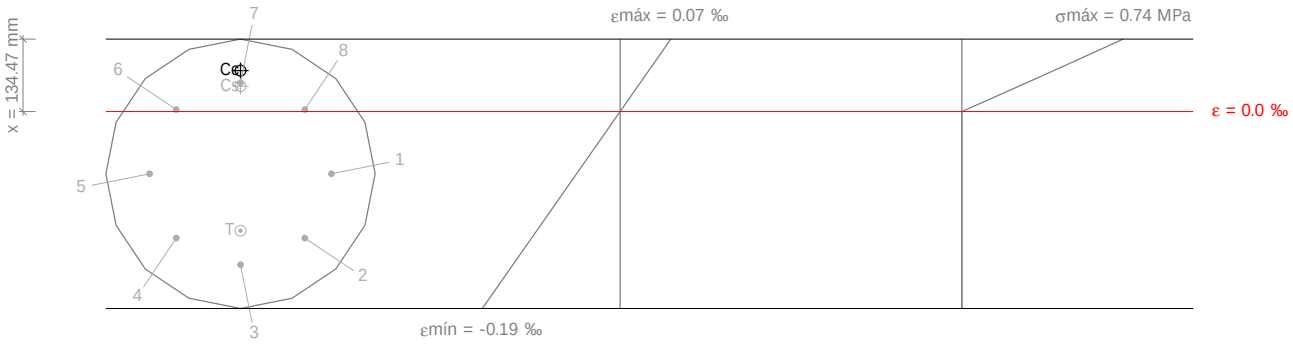
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N2

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-12.42	-0.000059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-25.25	-0.000120
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-30.56	-0.000146
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-25.25	-0.000120
5	Ø12.5	0.00	168.75	-12.42	-0.000059
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.41	+0.000002

Verificações: N2

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+5.72	+0.000027
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.41	+0.000002

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.19	191.53	0.00
Cs	0.80	162.58	0.00
T	12.99	-105.60	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ — **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{1d,y}$** : *3.84* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *12.19* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *0.80* kN

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *12.99* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *191.53* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *162.58* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-105.60* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — e_{smax} : *0.0001*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — s_{cmax} : *0.74* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — s_{smax} : *30.56* MPa

Verificações: N2

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA

Deve-se realizar a análise da estabilidade lateral (Módulo de estacas III: Análise da estabilidade lateral), já que os esforços transversos são significativos.

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

ÍNDICE

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO..... 189

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS..... 189

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS. 189

4. COBRIMENTO..... 190

5. TIRANTES..... 190

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO..... 191

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO..... 194

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)..... 194

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)..... 196

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)..... 197

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)..... 201

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA..... 207

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA..... 208

Verificações: N1

1. ESPESSURA MÉDIA DO BLOCO

A espessura média do bloco não deve ser menor do que 20 cm (ABNT NBR 6118:2014, 24.6.2).

65.0 cm ³ **20.0 cm** ✓

Espessura média do bloco : *65.0* cm

2. ESPAÇAMENTO MÍNIMO LIVRE ENTRE AS FACES DAS BARRAS LONGITUDINAIS

O espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.2.2):

- 20 mm
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva
- 1,2 vezes a dimensão máxima característica do agregado graúdo: 36.0 mm

Dimensão máxima característica do agregado graúdo: 30.0 mm

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Espaçamento livre (mm)	Passa
Estribos xz	10.0	212.5	✓
Estribos yz	10.0	212.5	✓
Estribos xy	**10.0**	**115.0**	✓

3. ELEMENTOS ESTRUTURAIS ARMADOS COM ESTRIBOS

O diâmetro da barra que constitui o estribo deve ser maior ou igual a 5 mm (ABNT NBR 6118:2014, 18.3.3.2):

10.0 mm ³ **5.0 mm** ✓

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos xz	**10.0**	✓

Verificações: N1

Referência	Diâmetro da barra (mm)	Passa
Estribos yz	10.0	✓
Estribos xy	10.0	✓

4. COBRIMENTO

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{min}) o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais, estabelecidos na Tabela 7.2, para Δc = 10 mm (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.2).

40.0 mm ³ **30.0 mm** ✓

Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1): CAA I

Cobrimento nominal : *30.0* mm

Face	Cobrimento (mm)	Passa
Inferior	40.0	✓
Superior	40.0	✓
Lateral	**40.0**	✓

Os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.5):

a) $c_{nom} \geq \phi barra$ **40.0 mm** ³ **10.0 mm** ✓

A dimensão máxima característica do agregado graúdo utilizado no concreto não pode superar em 20% a espessura nominal do cobrimento, ou seja (ABNT NBR 6118:2014, 7.4.7.6):

a) $d_{máx} \leq 1,2\, c_{nom}$ **30.0 mm** £ **48.0 mm** ✓

Verificações: N1

5. TIRANTES

Para cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar adequadamente os aspectos descritos em 22.7.2 (ABNT NBR 6118:2014, 22.7.3).

EN 1992-1-1:2004, 6.5.3(3).- A armadura necessária para resistir às forças nos nós de concentração de esforços poderá ser distribuída ao longo de um determinado comprimento (ver a Figura 6.25 a) e b)). Quando a armadura na zona dos nós se desenvolve numa extensão considerável de um elemento, deverá ser distribuída na zona em que as isostáticas de compressão são curvas (tirantes e escoras). A força de tracção T poderá ser obtida pelas expressões:

O esforço solicitante de cálculo desfavorável produz-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP1.

$A_s \cdot f_{yd} \geq T$ **204.78 kN** ³ **2.10 kN** ✓

a) no caso de regiões de descontinuidade parcial (b ≤ Altura do bloco), ver a Figura 6.25 a:

$T = \frac{1}{4}\frac{b-a}{b} \cdot F$ **T** : *2.10* kN

F : *28.00* kN
Dimensão do pilar : *350.0* mm
Dimensão da estaca : *500.0* mm
b : *500.0* mm
a : *350.0* mm
Altura do bloco : *650.0* mm
h : *500.0* mm

6. CARREGAMENTO: COMPRESSÃO

$\frac{R_{ed}}{R_{cd}} \leq 1$ **0.26** < **1.00** ✓

R_{ed}: Carga que resulta da combinação mais desfavorável ([1] PP+CP1)

R_{ed} : *35.94* kN

Verificações: N1

Capacidade resistente do terreno ao carregamento R_{cd}:

$$R_{cd} = \frac{R_f + R_p}{\gamma_t}$$

R_{cd} : *137.89* kN

g_t : *3.00*

Onde:

R_f: Resistência lateral — **R_f** : *70.87* kN

R_p: Resistência de ponta — **R_p** : *342.81* kN

Cálculo da resistencia lateral R_f:

$$R_f = \frac{\sum \tau_i \cdot A_i}{\gamma_{f,s}}$$

$g_{f,s}$: *1.00*

Onde:

$$A_i = 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right) \cdot e_i$$

τ_i: Resistência unitária lateral

A_i: Superfície lateral da estaca em contacto com o terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

e_i: Espessura do estrato em contacto com a estaca

Estrato	e_i (m)	τ_i (kN/m²)	A_i (m²)	$R_{f,estrato} = \tau_i * A_i$ (kN/m²)
T1	3.00	15.04	4.71	70.87
			Soma	70.87

Solo granular:

$\tau_i = \sigma_v^{'} \cdot k_f \cdot f \cdot \tan(\Phi_{,d}) \leq 120.00$ kN/m² (E. 9.41 mod., Principals of Foundation Engineering, Braja M. Das)

Onde: $\sigma_v^{'}(\gamma, z_i) = \sum \gamma \cdot z_i$

τ_i: Resistência unitária lateral

$\sigma_v^{'}$: Tensão vertical efectiva

k_f:Coeficiente de impulso horizontal

f:Factor de redução do atrito lateral

$\Phi_{,d}$:Ângulo atrito interno

Verificações: N1

Estrato	τ_i (kN/m²)	k_f	f	$\Phi_{,d}$ (graus)
T1	15.04	0.75	1.00	25.00

Cálculo da resistencia de ponta R_p:

$$R_p = \frac{q_p \cdot A_p}{\gamma_b}$$

R_p : *342.81* kN

g_b : *1.00*

Onde:

$$A_p = \pi \cdot \left(\frac{D_{eq}}{2}\right)^2$$

A_p : *0.20* m²

q_p: Resistência unitária de ponta

A_p: Superfície da secção da estaca apoiada no terreno

D_{eq}: Diâmetro real ou equivalente da estaca — **D_{eq}** : *0.50* m

Resistência unitária de ponta q_p:

$$q_p = \frac{q_{pp} + q_{pa}}{2}$$

q_p : *1745.93* kN/m²

Onde:

q_{pp}: Resistência unitária na zona passiva — **q_{pp}** : *1146.18* kN/m²

q_{pa}: Resistência unitária na zona activa — **q_{pa}** : *2345.67* kN/m²

Resistência unitária de ponta q_p - Solos granulares:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{vp} \cdot N_q \leq 20MPa$$ (Meyerhof, G. G mod. (1976))

Onde:

f_p: Factor do tipo de estaca

σ'_{vp}: Tensão vertical efectiva

N_q: Factor de capacidade de carga

Onde: $N_q = \left(1 + \text{sen}\left(\phi_d'\right) / \left(1 - \text{sen}\left(\phi_d'\right)\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan\left(\phi_d'\right)}\right)$

Estrato	q_p (kN/m²)	f_p	σ'_{vp} (kN/m²)	N_q
T1 - Zona passiva	1146.18	2.5	43.00	10.66
T1 - Zona activa	2345.67	2.5	88.00	10.66

Verificações: N1

Cálculo da resistência unitária do terreno ao carregamento de ponta:

l_p: Comprimento da zona passiva — l_p : *3.00* m

$l_p = 6 \cdot D_{eq}$

l_a: Comprimento da zona activa — l_a : *1.50* m

$l_a = 3 \cdot D_{eq}$

7. CARREGAMENTO: TRAÇÃO

Não actuam cargas sobre o maciço de encabeçamento

8. DISPOSIÇÕES RELATIVAS ÀS ARMADURAS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 13.2.3, 18.2.4 E 18.4)

Dimensões mínimas

A dimensão mínima do apoio (b_{min}) deve cumprir a seguinte condição:

$b_{min} \geq 140$ mm — **500.00 mm ≥ 140.00 mm** ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm² (Artigo 13.2.3).

$A_c \geq 360$ cm² — **1963.50 cm² ≥ 360.00 cm²** ✓

Armadura longitudinal

O espaçamento mínimo livre (s_b) entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores (s_{min} (Artigo 18.4.2.2)):

$s_b \geq s_{min}$ — **117 mm ≥ 36 mm** ✓

Onde:

s_{min}: Valor máximo de s_1,s_2,s_3. — s_{min} : *36* mm

$s_1 = 20$ mm — s_1 : *20* mm

$s_2 = \varnothing_{max}$ — s_2 : *12.5* mm

Verificações: N1

$s_3 = 1.2 \cdot d_g$ **s_3** : *36* mm

Sendo:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

d_g: Tamanho máximo agregado. **d_g** : *30* mm

O espaçamento máximo entre eixos das barras, ou de centros de feixes de barras, deve ser menor ou igual a s_{max} (Artigo 18.4.2.2).

$s \leq s_{max}$ **129 mm ≤ 400 mm** ✓

Onde:

$s_{max} = 2 \cdot b \leq 400$ mm **s_{max}** : *400* mm

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

As barras longitudinais deverão ter um diâmetro não inferior a 10 mm (Artigo 18.4.2.1):

$\varnothing_{min} \geq 10$ mm **12.5 mm ≥ 10.0 mm** ✓

O diâmetro das barras longitudinais não deve ser superior a 1/8·b (Artigo 18.4.2.1).

$\varnothing_{max} \leq 1/8 \cdot b$ **12.5 mm ≤ 62.5 mm** ✓

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar. **b** : *500* mm

Estribos

O espaçamento longitudinal entre estribos, (s), medido na direção do eixo do pilar, para garantir o posicionamento, impedir a flambagem das barras longitudinais e garantir a costura das emendas de barras longitudinais nos pilares usuais, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores (Artigo 18.4.3).

$s \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 150 mm** ✓

Onde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1,s_2,s_3. **s_{max}** : *150* mm

$s_1 = 200$ mm **s_1** : *200* mm

Verificações: N1

$s_2 = b_{min}$ **s_2** : *500* mm

$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{min}$ **s_3** : *150.0* mm

Sendo:

b_{min}: Menor dimensão da seção do pilar. **b_{min}** : *500* mm

$Ø_{min}$: Diâmetro mínimo das barras longitudinais. **$Ø_{min}$** : *12.5* mm

O diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5.0 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal (Artigo 18.4.3).

$\varnothing_t \geq 5$ mm **5.0 mm ≥ 5.0 mm** ✓

$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{max}$ **5.0 mm ≥ 3.1 mm** ✓

Onde:

$Ø_{max}$: Diâmetro máximo das barras longitudinais. **$Ø_{max}$** : *12.5* mm

Verificações: N1

9. ARMADURA MÍNIMA E MÁXIMA (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGO 17.3.5.3)

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 7.85 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$ **$A_{s,min}$** : *7.85* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área da armadura longitudinal A_s não deverá ser superior a $A_{s,max}$ (Artigo 17.3.5.3.2):

$A_s \leq A_{s,max}$ **9.82 cm² ≤ 78.54 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área da armadura longitudinal. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$ **$A_{s,max}$** : *78.54* cm²

Sendo:

A_c: Área total da seção de concreto. **A_c** : *1963.50* cm²

A área total de armadura longitudinal A_s não deverá ser inferior a $A_{s,min}$ (Artigo 17.3.5.3.1):

$A_s \geq A_{s,min}$ **9.82 cm² ≥ 0.17 cm²** ✓

Onde:

A_s: Área total de armadura comprimida. **A_s** : *9.82* cm²

$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$ **$A_{s,min}$** : *0.17* cm²

Sendo:

N_d: Esforço axial de compressão de cálculo. **N_d** : *50.32* kN

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal. **f_{yd}** : *434.78* MPa

Verificações: N1

10. ESTADO LIMITE DE RUPTURA RELATIVO AO ESFORÇO CORTANTE (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 17.4.1.1, 17.4.2.2 E 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd2,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd2,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.021*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *8.13* kN

$V_{Sd,y}$: *1.64* kN

V_{Rd2}: Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

V_{Rd2} : *392.74* kN

$$\eta_2 = \sqrt{\left(\frac{V_{Sd,x}}{V_{Rd3,Vx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Sd,y}}{V_{Rd3,Vy}}\right)^2} \leq 1$$

h : ***0.055*** ✓

Onde:

V_{Sd}: Esforço cortante efetivo de cálculo.

$V_{Sd,x}$: *8.13* kN

$V_{Sd,y}$: *1.64* kN

V_{Rd3}: Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

V_{Rd3} : *150.72* kN

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua na alma.

O esforço cortante de ruptura por compressão oblíqua da alma deduz-se da seguinte expressão:

Esforço Cortante na direção X:

$$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

V_{Rd2} : *392.74* kN

Onde:

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$$

a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto.

f_{cd} : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Esforço Cortante na direção Y:

$V_{Rd2} = 0.27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{Rd2}** : *392.74* kN

Onde:

$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck} / 250)$ a_{v2} : *0.93*

f_{cd}: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **f_{cd}** : *12.86* MPa

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. **d** : *331.48* mm

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [5] PP+CP1+1.4·V1 (N Máx.).

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. — **f_{ck}** : *18.00* MPa

γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. — γ_c : *1.4*

b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d. — **b_w** : *367.78* mm

d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada. — **d** : *331.48* mm

M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}. — **M_0** : *-0.16* kN·m

M_{Sd}: Momento fletor de cálculo. — **M_{Sd}** : *0.00* kN·m

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma em peças sem armadura de esforço cortante obtém-se como:

$V_{Rd3} = V_c$ — **V_{Rd3}** : *150.72* kN

Onde:

$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{Sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$ — **V_c** : *150.72* kN

Sendo:

$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ — **V_{c0}** : *75.36* kN

Onde:

f_{ctd}: Resistência de cálculo à tração do concreto. — **f_{ctd}** : *1.03* MPa

$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$

Sendo:

$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$ — **$f_{ctk,inf}$** : *1.44* MPa

$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ — **f_{ctm}** : *2.06* MPa

Verificações: N1

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto.	**f_{ck}** :	*18.00*	MPa
γ_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto.	γ_c :	*1.4*	
b_w: A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.	**b_w** :	*367.78*	mm
d: Altura útil da seção, igual à distância entre a fibra mais comprimida e o centro de gravidade da armadura tracionada.	**d** :	*331.48*	mm
M_0: Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por M_{Sd}.	**M_0** :	*-0.16*	kN·m
M_{Sd}: Momento fletor de cálculo.	**M_{Sd}** :	*0.00*	kN·m

11. ESTADO LIMITE DE RUPTURA FRENTE A SOLICITAÇÕES NORMAIS (ABNT NBR 6118:2023, ARTIGOS 11.3.3.4.3, 15.8 E 17)

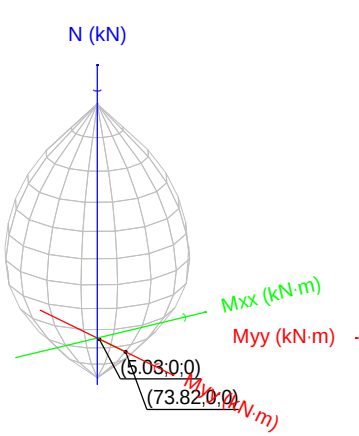
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações [4] 1.4·PP+1.4·CP1 (M Mín., N Mín.).

Deve satisfazer:

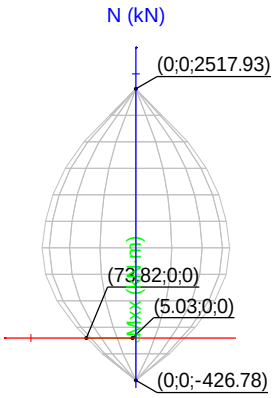
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

h : ***0.068*** ✓

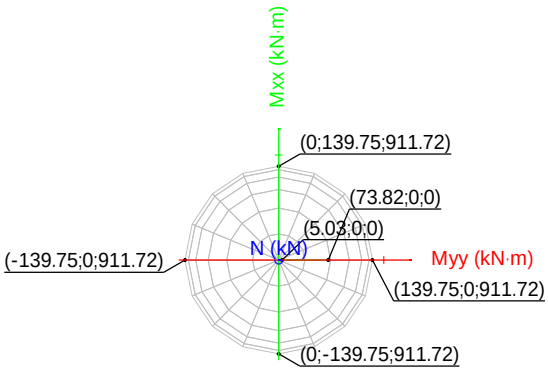
Verificações: N1



Volume de capacidade



Vista N, M



Vista Mx, My

Verificação de resistência da seção (h_1)

N_{1d},M_{1d} são os esforços de cálculo de primeira ordem, incluindo, no seu caso, a excentricidade mínima segundo 11.3.3.4.3:

N_{1d}: Esforço normal de cálculo. — **N_{1d}** : *0.00* kN

M_{1d}: Momento de cálculo de primeira ordem. — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y}$: *5.03* kN·m

N_{Rd},M_{Rd} são os esforços resistentes da seção com as mesmas excentricidades que os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis.

N_{Rd}: Esforço normal resistente. — **N_{Rd}** : *0.00* kN

M_{Rd}: Momento resistente — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y}$: *73.82* kN·m

Cálculo da capacidade resistente

O cálculo da capacidade resistente última das seções é efetuado a partir das hipóteses gerais seguintes (Artigo 17):

(a) A ruptura caracteriza-se pelo valor da deformação em determinadas fibras da seção, definidas pelos domínios de deformação de ruptura.

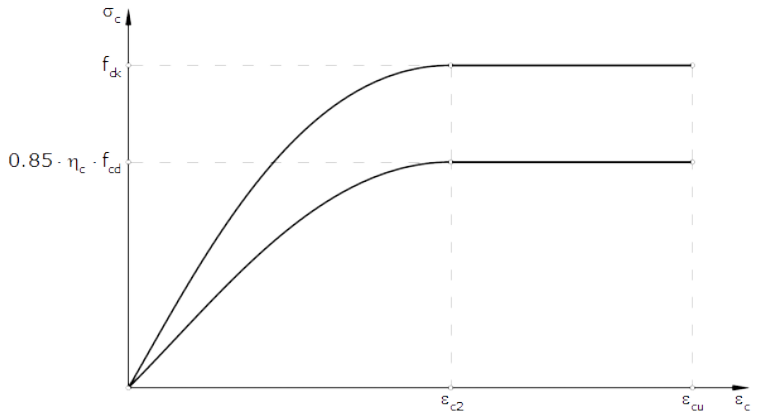
(b) As seções transversais se mantêm planas após deformação.

Verificações: N1

(c) A deformação ε_s das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.

(d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordó com o diagrama parábola-retângulo, definido em 8.2.10.

O diagrama de cálculo tensão-deformação do concreto é do tipo parábola retângulo. Não se considera a resistência do concreto à tração.



e_{cu}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{cu} : *0.0035*

e_{c0}: Deformação de ruptura do concreto em compressão simples. e_{c0} : *0.0020*

0.85·h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: Resistência de cálculo à compressão do concreto. **0.85·**h_c**·**$\mathbf{f_{cd}}$: *10.93* MPa

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

Sendo:

f_{ck}: Resistência característica à compressão do concreto. $\mathbf{f_{ck}}$: *18.00* MPa

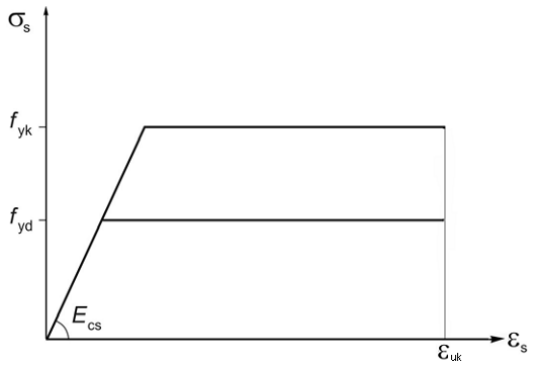
g_c: Coeficiente parcial de segurança para o concreto. g_c : *1.4*

$$\left.\begin{array}{ll} \eta_c = 1 & ;\ f_{ck} \le 40\ \text{MPa} \\ \eta_c = (40/f_{ck})^{1/3} & ;\ f_{ck} > 40\ \text{MPa} \end{array}\right\}$$

h_c : *1.00*

Verificações: N1

(e) A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em 8.3.6.



e_{uk}: Deformação de ruptura do concreto em flexão. e_{uk} : *0.0200*

f_{yd}: Resistência ao escoamento do aço. **f_{yd}** : *434.78* MPa

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Sendo:

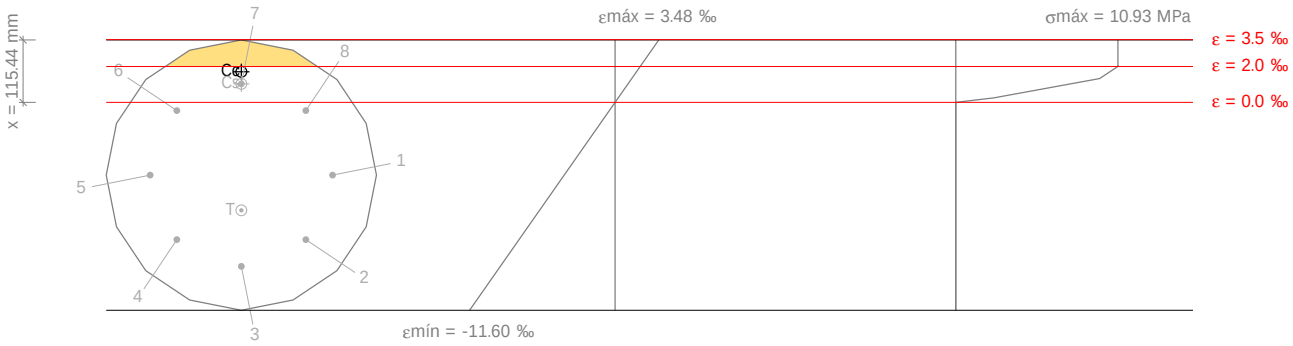
f_{yk}: Resistência característica do aço. **f_{yk}** : *500.00* MPa

g_s: Coeficiente parcial de segurança para o aço. g_s : *1.15*

(f) Aplicam-se às resultantes de tensões na seção as equações gerais de equilíbrio de forças e de momentos.

Verificações: N1

Equilíbrio da seção para os esforços de ruptura, calculados com as mesmas excentricidades que os esforços de cálculo desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-434.78	-0.004059
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-434.78	-0.007659
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-434.78	-0.009150
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-434.78	-0.007659
5	Ø12.5	0.00	168.75	-434.78	-0.004059
6	Ø12.5	119.32	119.32	-96.51	-0.000460
7	Ø12.5	168.75	0.00	+216.60	+0.001031
8	Ø12.5	119.32	-119.32	-96.51	-0.000460

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	263.85	191.14	0.00
Cs	26.58	168.75	0.00
T	290.42	-65.10	0.00

$N_{Rd} = C_c + C_s - T$ — **N_{Rd}** : *0.00* kN

$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{Rd,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{Rd,y}$** : *73.82* kN·m

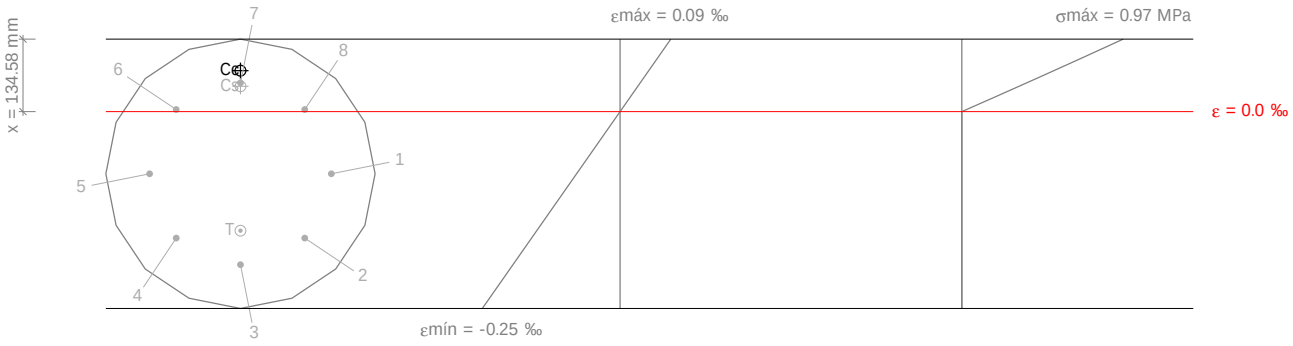
Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *263.85* kN

Verificações: N1

C_s: Resultante de compressões no aço.	**C_s** :	*26.58*	kN
T: Resultante de tração no aço.	**T** :	*290.42*	kN
e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cc,x}$** :	*191.14*	mm
	$e_{cc,y}$:	*0.00*	mm
e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{cs,x}$** :	*168.75*	mm
	$e_{cs,y}$:	*0.00*	mm
e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.	**$e_{T,x}$** :	*-65.10*	mm
	$e_{T,y}$:	*0.00*	mm
e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.	e_{cmax} :	*0.0035*	
e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada.	e_{smax} :	*0.0091*	
s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.	s_{cmax} :	*10.93*	MPa
s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada.	s_{smax} :	*434.78*	MPa

Equilíbrio da seção para os esforços atuantes de cálculo, desfavoráveis:



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	S_s (MPa)	e
1	Ø12.5	0.00	-168.75	-16.28	-0.000078
2	Ø12.5	-119.32	-119.32	-33.12	-0.000158
3	Ø12.5	-168.75	0.00	-40.09	-0.000191
4	Ø12.5	-119.32	119.32	-33.12	-0.000158
5	Ø12.5	0.00	168.75	-16.28	-0.000078
6	Ø12.5	119.32	119.32	+0.55	+0.000003

Verificações: N1

Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	s_s (MPa)	e
7	Ø12.5	168.75	0.00	+7.52	+0.000036
8	Ø12.5	119.32	-119.32	+0.55	+0.000003

	Resultante (kN)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	15.98	191.44	0.00
Cs	1.06	162.43	0.00
T	17.04	-105.61	0.00

$N_{1d} = C_c + C_s - T$ — **N_{1d}** : *0.00* kN

$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{1d,x}$** : *0.00* kN·m

$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{1d,y}$** : *5.03* kN·m

Onde:

C_c: Resultante de compressões no concreto. — **C_c** : *15.98* kN

C_s: Resultante de compressões no aço. — **C_s** : *1.06* kN

T: Resultante de tração no aço. — **T** : *17.04* kN

e_{cc}: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *191.44* mm; **$e_{cc,y}$** : *0.00* mm

e_{cs}: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *162.43* mm; **$e_{cs,y}$** : *0.00* mm

e_T: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y. — **$e_{T,x}$** : *-105.61* mm; **$e_{T,y}$** : *0.00* mm

e_{cmax}: Deformação na fibra de concreto mais comprimida. — e_{cmax} : *0.0001*

e_{smax}: Deformação da barra de aço mais tracionada. — e_{smax} : *0.0002*

s_{cmax}: Tensão na fibra de concreto mais comprimida. — s_{cmax} : *0.97* MPa

s_{smax}: Tensão da barra de aço mais tracionada. — s_{smax} : *40.09* MPa

12. ANÁLISE DA ESTABILIDADE LATERAL DA ESTACA

Deve-se realizar a análise da estabilidade lateral (Módulo de estacas III: Análise da estabilidade lateral), já que os esforços transversos são significativos.

13. VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DA ESTACA

Foi realizada a verificação da estaca como elemento estrutural principalmente submetido a compressão. Em geral, isto permite um dimensionamento adequado da estaca garantindo a segurança da fundação. No entanto, algumas normas podem incluir soluções construtivas adicionais que o programa não está considerando e deveriam, por tanto, ser verificadas manualmente.

O efeito da introdução de vigas de equilíbrio consiste em absorver os momentos fletores na direção em que atuam, tornando a carga resultante sobre o bloco de coroamento como uma carga centrada. O modelo de bielas e tirantes que se analisa é o correspondente a esta carga.

3.2. Vigas

3.2.1. Descrição

Referências	Geometria	Armadura
VC.S-1.2 [N1-N2], VC.S-1.2 [N3-N4], VC.S-1.2 [N32-N28] e VC.S-1.2 [N20-N19]	Largura: 40.0 cm Altura: 50.0 cm	Superior: 4Ø16 CA-50 Inferior: 4Ø16 CA-50 Pele: 1x2Ø12.5 CA-50 Estribos: 1xØ10 CA-50c/20
VC.S-1.2 [N2-N3], VC.S-1.2 [N4-N1], VC.S-1.2 [N19-N32] e VC.S-1.2 [N28-N20]	Largura: 40.0 cm Altura: 50.0 cm	Superior: 4Ø16 CA-50 Inferior: 4Ø16 CA-50 Pele: 1x2Ø12.5 CA-50 Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

3.2.2. Medição

Referências: VC.S-1.2 [N1-N2], VC.S-1.2 [N3-N4], VC.S-1.2 [N32-N28] e VC.S-1.2 [N20-N19]		CA-50			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura viga - Armadura de pele	Comprimento (m) Peso (kg)		2x2.96 2x2.85		5.92 5.70
Armadura viga - Armadura inferior	Comprimento (m) Peso (kg)			4x2.98 4x4.70	11.92 18.82
Armadura viga - Armadura superior	Comprimento (m) Peso (kg)			4x3.04 4x4.80	12.16 19.20
Armadura viga - Estribo	Comprimento (m) Peso (kg)	10x1.56 10x0.96			15.60 9.61
Totais	Comprimento (m) Peso (kg)	15.60 9.61	5.92 5.70	24.08 38.02	53.33
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m) Peso (kg)	17.16 10.57	6.51 6.27	26.49 41.82	58.66

Referências: VC.S-1.2 [N2-N3], VC.S-1.2 [N4-N1], VC.S-1.2 [N19-N32] e VC.S-1.2 [N28-N20]		CA-50			Total
Nome da armadura		Ø10	Ø12.5	Ø16	
Armadura viga - Armadura de pele	Comprimento (m) Peso (kg)		2x2.95 2x2.84		5.90 5.68
Armadura viga - Armadura inferior	Comprimento (m) Peso (kg)			4x2.97 4x4.69	11.88 18.75
Armadura viga - Armadura superior	Comprimento (m) Peso (kg)			4x3.03 4x4.78	12.12 19.13
Armadura viga - Estribo	Comprimento (m) Peso (kg)	10x1.56 10x0.96			15.60 9.61
Totais	Comprimento (m) Peso (kg)	15.60 9.61	5.90 5.68	24.00 37.88	53.17
Total com perdas (10.00%)	Comprimento (m) Peso (kg)	17.16 10.57	6.49 6.25	26.40 41.67	58.49

Resumo de medição (incluídas perdas de aço)

Elemento	CA-50 (kg)				Concreto (m³)	
	Ø10	Ø12.5	Ø16	Total	C40, em geral	Limpeza
Referências: VC.S-1.2 [N1-N2], VC.S-1.2 [N3-N4], VC.S-1.2 [N32-N28] e VC.S-1.2 [N20-N19]	4x10.57	4x6.27	4x41.82	234.64	4x0.33	4x0.07
Referências: VC.S-1.2 [N2-N3], VC.S-1.2 [N4-N1], VC.S-1.2 [N19-N32] e VC.S-1.2 [N28-N20]	4x10.57	4x6.25	4x41.67	233.96	4x0.33	4x0.07
Totais	84.56	50.08	333.96	468.60	2.64	0.53

3.2.3. Verificação

Referência: VC.S-1.2 [N1-N2] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N1-N2] (Viga de equilíbrio) -Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm -Armadura superior: 4Ø16 CA-50 -Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50 -Armadura inferior: 4Ø16 CA-50 -Estribos: 1xØ10 CA-50c/20		
Verificação	Valores	Estado
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2* - Armadura inferior (Combinações fundamentais): - Armadura superior (Combinações fundamentais):	Mínimo: 3 cm² Calculado: 8.04 cm² Calculado: 8.04 cm²	 Passa Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 4.04 kN·m Axial: ± 0.00 kN Momento fletor: -3.97 kN·m Axial: ± 0.00 kN	 Passa Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	 Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	 Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	 Passa

Referência: VC.S-1.2 [N1-N2] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 10.58 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N2-N3] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N2-N3] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N2-N3] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 9.85 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -13.37 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N2-N3] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 10.62 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N3-N4] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N3-N4] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N3-N4] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:		
	Momento fletor: 8.21 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -6.58 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N3-N4] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 10.58 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N4-N1] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N4-N1] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N4-N1] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 16.25 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -21.57 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N4-N1] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 17.31 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N19-N32] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N19-N32] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N19-N32] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 16.17 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -22.63 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N19-N32] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 17.83 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N32-N28] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N32-N28] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N32-N28] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 8.58 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -8.56 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N32-N28] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 10.58 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N28-N20] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N28-N20] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N28-N20] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 9.85 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -14.43 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N28-N20] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 11.11 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)

Referência: VC.S-1.2 [N20-N19] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Diâmetro mínimo estribos:	Mínimo: 4.2 mm Calculado: 10 mm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N20-N19] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Espaçamento mínimo entre estribos: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm Calculado: 19 cm	Passa
Espaçamento mínimo armadura longitudinal: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 18.3.2.2*	Mínimo: 3.6 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Espaçamento máximo estribos: - Combinações fundamentais: *Ponto 44.2.3.4.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm Calculado: 20 cm	Passa
Espaçamento máximo armadura longitudinal: *Ponto 42.3.1 da norma EHE-98*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura inferior:	Calculado: 7.2 cm	Passa
- Armadura de pele:	Calculado: 16.7 cm	Passa
Quantidade mínima para os estribos: - Combinações fundamentais: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.4.1.1.1*	Mínimo: 5.61 cm²/m Calculado: 7.85 cm²/m	Passa
Quant. geométrica mínima armadura tracionada: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 0.004	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N20-N19] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Armadura mínima por quantidade mecânica de flexão composta: *Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014. Artigo 17.3.5.2*	Mínimo: 3 cm²	
- Armadura inferior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
- Armadura superior (Combinações fundamentais):	Calculado: 8.04 cm²	Passa
Verificação de armadura à flexão necessária por cálculo: Combinações fundamentais:	Momento fletor: 4.01 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
	Momento fletor: -3.89 kN·m Axial: ± 0.00 kN	Passa
Compr. de ancoragem barras superiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele origem: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa

Referência: VC.S-1.2 [N20-N19] (Viga de equilíbrio)
-Dimensões: 40.0 cm x 50.0 cm
-Armadura superior: 4Ø16 CA-50
-Armadura de pele: 1x2Ø12.5 CA-50
-Armadura inferior: 4Ø16 CA-50
-Estribos: 1xØ10 CA-50c/20

Verificação	Valores	Estado
Compr. de ancoragem barras superiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 19 cm Calculado: 19 cm	Passa
Compr. de ancoragem barras inferiores extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 16 cm Calculado: 16 cm	Passa
Comprimento de ancoragem da armadura de pele extremo: - Combinações fundamentais: *A ancoragem é feita a partir do eixoe dos pilares*	Mínimo: 15 cm Calculado: 15 cm	Passa
Verificação de cortante: - Combinações fundamentais:	Cortante: 10.58 kN	Passa
Todas as verificações foram cumpridas		

Informação adicional:

- Diâmetro mínimo da armadura longitudinal (Critério da CYPE, baseado em: J. Calavera. "Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón". Capítulo 3.16): Mínimo: 10.0 mm, Calculado: 16.0 mm (Passa)