



MEMORIAL DE CÁLCULO

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE ESTACA SOB
FLEXO-COMPRESSÃO**

1 INTRODUÇÃO

Este documento demonstra os cálculos numéricos do dimensionamento de uma estaca de concreto armado sob flexo-compressão.

2 DADOS GERAIS – ESTACAS D31CM

Tipo de estaca: raiz

CAA (classe de agressividade ambiental): II

Cobrimento nominal: 5 cm

Resistência à compressão característica do concreto: 20 MPa

Diâmetro da estaca: 31 cm

Quantidade de barras longitudinais: 5

Agregado utilizado: granito

Comprimento da estaca: 10 m

Força normal característica de compressão (Nk): 38 tf

Força lateral característica aplicada no topo da estaca: 2 tf

Momento fletor característico aplicado no topo da estaca: 1 tf.m

O esquema de solicitação da estaca é apresentado na Figura 1:

Figura 1 - Solicitações características na estaca

Método de capacidade de carga
Método Décourt-Quaresma

Resist. total adm. (tf) 38,44

Esforço normal Nk (tf) 38

Esforço lateral Hk (tf) 2

Momento fletor Mk (tf.m) 1

38 tf
2 tf 1 tf.m

No item 3 informações referentes à sondagem do solo são apresentadas.

3 DADOS DE SONDAAGEM

A estimativa da capacidade de carga obtida pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma é apresentada na Tabela 1. O fator de segurança global adotado foi igual a 2.

Tabela 1 - Capacidade de carga Aoki-Velloso (1) x Décourt-Quaresma (2)

Prof. (m)	NSPT	Solo	Rp,adm (1) (kN)	RI,adm (1) (kN)	Radm (1) (tf)	Rp,adm (2) (kN)	RI,adm (2) (kN)	Radm (2) (tf)
1	5	Argila siltosa	4,15	3,22	0,74	5,78	0,00	0,29
2	10	Silte argiloso	8,68	8,93	1,76	8,76	0,00	0,44
3	14	Silte argiloso	12,15	16,92	2,91	12,98	35,06	4,80
4	19	Silte argiloso	16,49	27,78	4,43	16,31	61,36	7,77
5	21	Silte argiloso	18,23	39,77	5,80	19,63	92,52	11,21
6	25	Silte argiloso	21,70	54,05	7,57	22,65	131,48	15,41
7	29	Silte arenoso	60,20	79,68	13,99	33,97	171,80	20,58
8	36	Silte arenoso	74,72	111,50	18,62	40,01	218,15	25,82

9	41	Silte arenoso	85,10	147,74	23,28	47,93	270,47	31,84
10	50	Silte arenoso	103,78	191,93	29,57	50,19	334,17	38,44
11	42	Silte arenoso	87,18	229,05	31,62	47,93	405,30	45,32
12	35	Silte arenoso	72,65	259,98	33,26	44,16	490,84	53,50
13	40	Silte arenoso	83,03	295,33	37,84	45,29	561,10	60,64
14	45	Silte arenoso	93,40	335,10	42,85	50,95	618,67	66,96
15	50	Silte arenoso	103,78	379,29	48,31	56,61	684,35	74,10
16	55	Silte arenoso	103,78	423,48	52,73	56,61	757,97	81,46

Onde:

$R_{p,adm}$ é a resistência de ponta admissível;

$R_{l,adm}$ é a resistência lateral admissível;

R_{adm} é a resistência total admissível; no caso de Décourt-Quaresma este valor é obtido de forma diferente do método de Aoki-Velloso, verifique se necessário.

Com base nos dados de sondagem e estaca, o dimensionamento estrutural foi feito utilizando curvas de interação M-N com implementações de recomendações normativas da ABNT NBR 6118 (2023).

4 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

Com base nos diagramas de solicitações, o seguinte par M-N foi definido para o dimensionamento da estaca (unidades em kN e m):

$$M_d = 42,17 \text{ kN.m}$$

$$N_d = 532,00 \text{ kN}$$

Análogo ao cálculo de pilares de concreto armado, a área de aço necessária (A_s) para uma estaca sob flexo-compressão pode ser definida com auxílio da seguinte equação:

$$A_s = \frac{\omega_{calc} \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que:

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

$$f_{yd} \leq \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_s} ; 0,2\% \cdot E_s \right]$$

Onde:

A_s é a área de aço longitudinal;

γ_c é o coeficiente de minoração para o concreto, adotado igual a 1,6 conforme ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;

γ_s é o coeficiente de minoração para o aço, adotado igual a 1,15;

A_c é a área da seção da estaca;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{yk} é a resistência ao escoamento característica do aço longitudinal (50 kN/cm²);

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço;

ω_{calc} é a taxa mecânica de armadura, obtida por curvas de interação M-N;

E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado como 210000 MPa.

Com uso de curvas de interação M-N, os seguintes valores foram obtidos:

$$\omega_{calc} = 0,647$$

$$A_s = 14,54 \text{ cm}^2$$

A área mínima de aço é definida como 0,4% da área da seção da estaca:

$$A_{s,min} = 3,02 \text{ cm}^2$$

Como área necessária foi definido o maior valor entre $A_{s,min}$ e A_s :

$$A_{s,nec} = 14,54 \text{ cm}^2$$

Conforme a ABNT NBR 6122 (2022) item 8.6.2, para atender de forma simplificada à verificação de fissuração em estacas sob flexão, o dimensionamento considerou a espessura de sacrifício de 2 mm no diâmetro das barras longitudinais.

O arranjo adotado conforme a área necessária ($A_{s,nec}$) foi: 5 Ø 25 mm.

A Verificação de espaçamento entre barras longitudinais na seção da estaca não foi feita.

5 COMPRIMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O comprimento da armadura longitudinal foi definido como o maior comprimento obtido entre:

- 1 - Comprimento mínimo exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 2 - Profundidade em que a tensão de compressão simples na estaca é superior ou igual a 6 MPa, como exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 3 - Comprimento em que o concreto não resiste à cortante imposta [há a necessidade de armadura longitudinal para suporte dos estribos];
- 4 - Comprimento em que há a existência de momento fletor.

Por se tratar de uma estaca do tipo raiz, o comprimento da armadura deve ser integral. Logo, as demais verificações foram dispensadas.

6 ARMADURA DE CISALHAMENTO

O dimensionamento ao cisalhamento foi feito de acordo com o Modelo de cálculo I apresentado no item 17.4.2.2 da NBR 6118 (2023). Por simplificação, o valor de V_c foi tomado igual a V_{c0} , adoção que caminha a favor da segurança. O valor do esforço cortante de cálculo (kN) vale:

$$V_{sd} = 28,00 \text{ kN}$$

6.1 Verificação das diagonais comprimidas

Deve ser satisfeita a condição $V_{sd} \leq V_{Rd2}$. A equação a seguir define o valor de V_{Rd2} . Foi adotada altura útil de 24,12 cm.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

V_{Rd2} é a cortante resistente de cálculo;

d é a altura útil da seção da estaca;

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil; foi adotada igual ao valor do diâmetro da estaca.

O valor de V_{Rd2} é assim definido:

$$V_{Rd2} = 232,17 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou V_{Rd2} , logo a verificação foi satisfeita.

6.2 Definição da armadura de cisalhamento

A armadura de cisalhamento tem valor mínimo caso o valor de V_{sd} não supere o valor definido na seguinte equação:

$$V_{Rd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que:

$$V_{sw,min} = 0,9 \cdot (A_{sw,min}/100) \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{sw,min} = \frac{20 \cdot f_{ctm} \cdot b_w}{f_{ywk}} \text{ [considerado espaço de 100 cm]}$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot [f_{ck} + 8]), \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Onde:

V_c é a parcela de cortante resistida pelo concreto;

$v_{sw,min}$ é a parcela de cortante resistida pela armadura mínima de cisalhamento;

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração direta;

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração inferior do concreto;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço do estribo;

f_{ywd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do estribo (não superior a 435 MPa);

$A_{sw,min}$ é a armadura mínima de cisalhamento.

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$f_{ctm} = 0,22 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ywk} = 50,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 43,39 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,min} = 2,74 \text{ cm}^2/m$$

$$V_{sw,min} = 25,88 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = 69,27 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou o valor de $V_{Rd,min}$, logo a armadura de cisalhamento tem valor mínimo igual a $A_{sw,min}$. A armadura de cisalhamento adotada foi: Ø 6,3 mm c/14,47 cm.

Como $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd,2}$, o espaçamento máximo entre os estribos vale:

$$s_{max} \leq [0,6 \cdot d ; 30] = 14,47 \text{ cm}$$

O espaçamento adotado entre os estribos respeitou o valor máximo.

7 DADOS GERAIS – ESTACAS D50

Tipo de estaca: raiz

CAA (classe de agressividade ambiental): II

Cobrimento nominal: 5 cm

Resistência à compressão característica do concreto: 20 MPa

Diâmetro da estaca: 50 cm

Quantidade de barras longitudinais: 8

Agregado utilizado: granito

Comprimento da estaca: 10 m

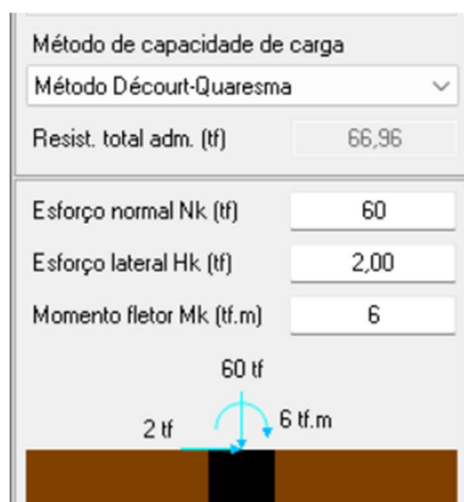
Força normal característica de compressão (Nk): 60 tf

Força lateral característica aplicada no topo da estaca: 2 tf

Momento fletor característico aplicado no topo da estaca: 6 tf.m

O esquema de solicitação da estaca é apresentado na Figura 1:

Figura 1 - Solicitações características na estaca



No item 3 informações referentes à sondagem do solo são apresentadas.

8 DADOS DE SONDAAGEM

A estimativa da capacidade de carga obtida pelos métodos de Aoki-Velloso e Décourt-Quaresma é apresentada na Tabela 1. O fator de segurança global adotado foi igual a 2.

Tabela 1 - Capacidade de carga Aoki-Velloso (1) x Décourt-Quaresma (2)

Prof. (m)	NSPT	Solo	Rp,adm (1) (kN)	RI,adm (1) (kN)	Radm (1) (tf)	Rp,adm (2) (kN)	RI,adm (2) (kN)	Radm (2) (tf)
1	5	Argila siltosa	10,80	5,19	1,60	15,02	0,00	0,75
2	10	Silte argiloso	22,58	14,40	3,70	22,78	0,00	1,14
3	14	Silte argiloso	31,61	27,30	5,89	33,77	56,55	9,03
4	19	Silte argiloso	42,90	44,80	8,77	42,41	98,96	14,14
5	21	Silte argiloso	47,42	64,15	11,16	51,05	149,23	20,03
6	25	Silte argiloso	56,45	87,18	14,36	58,91	212,06	27,10
7	29	Silte arenoso	156,59	128,52	28,51	88,36	277,09	36,54
8	36	Silte arenoso	194,39	179,84	37,42	104,07	351,86	45,59
9	41	Silte arenoso	221,39	238,28	45,97	124,68	436,24	56,09
10	50	Silte arenoso	269,98	309,56	57,95	130,57	538,98	66,96

11	42	Silte arenoso	226,79	369,43	59,62	124,68	653,72	77,84
12	35	Silte arenoso	188,99	419,32	60,83	114,87	791,68	90,65
13	40	Silte arenoso	215,99	476,34	69,23	117,81	905,00	102,28
14	45	Silte arenoso	242,99	540,49	78,35	132,54	997,85	113,04
15	50	Silte arenoso	269,98	611,76	88,17	147,26	1103,79	125,10
16	55	Silte arenoso	269,98	683,04	95,30	147,26	1222,53	136,98

Onde:

R_{p,adm} é a resistência de ponta admissível;

R_{l,adm} é a resistência lateral admissível;

R_{adm} é a resistência total admissível; no caso de Décourt-Quaresma este valor é obtido de forma diferente do método de Aoki-Velloso, verifique se necessário.

Com base nos dados de sondagem e estaca, o dimensionamento estrutural foi feito utilizando curvas de interação M-N com implementações de recomendações normativas da ABNT NBR 6118 (2023).

9 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

Com base na seguinte expressão, é possível avaliar se uma estaca é longa ou curta:

$$T = \left(\frac{E_{cs} \cdot I_c}{\eta_h} \right)^{1/5}$$

Onde:

η_h é a constante do coeficiente de reação horizontal (definido como 0,32 MN/m³);

Ecs é o módulo de elasticidade secante do concreto adotado igual a 21287,37 MPa;

Ic é o momento de inércia da seção da estaca que vale 306796,16 cm⁴.

Aplicada a equação, tem-se:

$$T = 2,90 \text{ m}$$

Como o comprimento da estaca é menor ou igual a 4.T, a estaca foi dimensionada como estaca curta pelo Método Russo. Os seguintes parâmetros foram utilizados na aplicação do método:

$$K_v = 194,68 \text{ MN/m}^3$$

$$\gamma_{nat} = 17,00 \text{ kN/m}^3$$

$$k_a = 0,22$$

$$k_p = 4,56$$

$$\sigma_{adm} = 10,00 \text{ kgf/cm}^2$$

Onde:

Kv é o coeficiente de reação vertical do solo na cota de apoio da estaca;

γ_{nat} é o peso específico natural do solo;

ka é o coeficiente de empuxo ativo;

kp é o coeficiente de empuxo passivo;

σ_{adm} é a tensão admissível do solo na cota de apoio da estaca, adotado como 20% do valor de NSPT nesta profundidade.

Aplicado o Método Russo, os seguintes resultados e verificações foram efetuados

a) Deslocamentos no topo e giro da estaca

$$\Delta_x = \frac{2.H_d}{K_l.l.D} + (2/3).l.\alpha$$

$$K_l = \frac{\eta_h \cdot l}{D}$$
$$\alpha = \frac{2 \cdot H_d \cdot l + 3 \cdot M_0}{(1/12) \cdot K_l \cdot l^3 \cdot D + (3/16) \cdot K_v \cdot A_b \cdot D^2}$$
$$\Delta_y = \frac{N_d}{K_v \cdot A_b}$$

Onde:

Δ_x é o deslocamento horizontal no topo da estaca;

Δ_y é o deslocamento vertical no topo da estaca;

H_d é o esforço lateral de cálculo aplicado no topo da estaca, adotado como 28,00 kN;

K_l é coeficiente de reação horizontal na cota de apoio da estaca;

l é o comprimento da estaca;

D é o diâmetro da estaca;

α é o giro da estaca;

A_b é área da seção da estaca;

N_d é o esforço normal de cálculo tomado igual a 840,00 kN;

M_0 é o momento fletor de cálculo aplicado no topo da estaca tomado igual a 84,00 kN.m.

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$K_l = 6,40 \text{ MN/m}^3$$
$$\alpha = 0,0030246759 \text{ rad}$$
$$\Delta_x = 0,0219145059 \text{ m}$$
$$\Delta_y = 0,0219745067 \text{ m}$$

b) Condições de estabilidade

As tensões de referência podem ser obtidas com o uso das seguintes equações:

$$\sigma'_a = K_l \cdot (l \cdot \alpha - \Delta_x)$$
$$\sigma_{a,b} = \frac{N_d}{A_b} \pm \frac{K_v \cdot D \cdot \alpha}{2}$$

A estabilidade é garantida se forem satisfeitas as condições seguintes:

$$\text{Verificação 1: } \sigma'_a < \gamma_{nat} \cdot l \cdot (K_p - K_a)$$

$$\text{Verificação 2: } \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \leq \sigma_{adm}$$

$$\text{Verificação 3: } \sigma_b \leq 1,3 \cdot \sigma_{adm}$$

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$\sigma'_a = 0,053 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = 4,425 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,131 \text{ MPa}$$

As verificações de estabilidade são aplicadas:

$$\text{Verificação 1 ----> } 0,053 < 0,737$$

$$\text{Verificação 2 ----> } 4,278 \leq 1,000$$

$$\text{Verificação 3 ----> } 4,131 \leq 1,300$$

A verificação de estabilidade não foi satisfeita, logo é preciso revisar! O dimensionamento foi continuado mesmo com a verificação não sendo satisfeita.

Com base nos diagramas de solicitações, o seguinte par M-N foi definido para o dimensionamento da estaca (unidades em kN e m) :

$$M_d = 144,04 \text{ kN.m}$$

$$N_d = 840,00 \text{ kN}$$

Análogo ao cálculo de pilares de concreto armado, a área de aço necessária (A_s) para uma estaca sob flexo-compressão pode ser definida com auxílio da seguinte

equação:

$$A_s = \frac{\omega_{calc} \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

Em que:

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

$$f_{yd} \leq \left[\frac{f_{yk}}{\gamma_s} ; 0,2\% \cdot E_s \right]$$

Onde:

A_s é a área de aço longitudinal;

γ_c é o coeficiente de minoração para o concreto, adotado igual a 1,6 conforme ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;

γ_s é o coeficiente de minoração para o aço, adotado igual a 1,15;

A_c é a área da seção da estaca;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão;

f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

f_{yk} é a resistência ao escoamento característica do aço longitudinal (50 kN/cm²);

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço;

ω_{calc} é a taxa mecânica de armadura, obtida por curvas de interação M-N;

E_s é o módulo de elasticidade do aço, adotado como 210000 MPa.

Com uso de curvas de interação M-N, os seguintes valores foram obtidos:

$$\omega_{calc} = 0,235$$

$$A_s = 13,76 \text{ cm}^2$$

A área mínima de aço é definida como 0,4% da área da seção da estaca:

$$A_{s,min} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Como área necessária foi definido o maior valor entre $A_{s,min}$ e A_s :

$$A_{s,nec} = 13,76 \text{ cm}^2$$

Conforme a ABNT NBR 6122 (2022) item 8.6.2, para atender de forma simplificada à verificação de fissuração em estacas sob flexão, o dimensionamento considerou a espessura de sacrifício de 2 mm no diâmetro das barras longitudinais.

O arranjo adotado conforme a área necessária ($A_{s,nec}$) foi: 8 Ø 20 mm.

A verificação de espaçamento entre barras longitudinais na seção da estaca não foi feita.

10 COMPRIMENTO DA ARMADURA LONGITUDINAL

O comprimento da armadura longitudinal foi definido como o maior comprimento obtido entre:

- 1 - Comprimento mínimo exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 2 - Profundidade em que a tensão de compressão simples na estaca é superior ou igual a 6 MPa, como exigido pela ABNT NBR 6122 (2022), item 8.6.3;
- 3 - Comprimento em que o concreto não resiste à cortante imposta [há a necessidade de armadura longitudinal para suporte dos estribos];
- 4 - Comprimento em que há a existência de momento fletor.

Por se tratar de uma estaca do tipo raiz, o comprimento da armadura deve ser integral. Logo, as demais verificações foram dispensadas.

11 ARMADURA DE CISALHAMENTO

O dimensionamento ao cisalhamento foi feito de acordo com o Modelo de cálculo I apresentado no item 17.4.2.2 da NBR 6118 (2023). Por simplificação, o valor de V_c foi tomado igual a V_{c0} , adoção que caminha a favor da segurança. O valor do esforço cortante de cálculo (kN) vale:

$$V_{sd} = 33,35 \text{ kN}$$

11.1 Verificação das diagonais comprimidas

Deve ser satisfeita a condição $V_{sd} \leq V_{Rd2}$. A equação a seguir define o valor de V_{Rd2} . Foi adotada altura útil de 43,37 cm.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot (1 - f_{ck}/250) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

V_{Rd2} é a cortante resistente de cálculo;

d é a altura útil da seção da estaca;

b_w é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil; foi adotada igual ao valor do diâmetro da estaca.

O valor de V_{Rd2} é assim definido:

$$V_{Rd2} = 673,32 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou V_{Rd2} , logo a verificação foi satisfeita.

11.2 Definição da armadura de cisalhamento

A armadura de cisalhamento tem valor mínimo caso o valor de V_{sd} não supere o valor definido na seguinte equação:

$$V_{Rd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que:

$$V_{sw,min} = 0,9 \cdot (A_{sw,min}/100) \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \leq 435 \text{ MPa}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$A_{sw,min} = \frac{20 \cdot f_{ctm} \cdot b_w}{f_{ywk}} \text{ [considerado espaço de 100 cm]}$$

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

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, \text{ para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot [f_{ck} + 8]), \text{ para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

Onde:

V_c é a parcela de cortante resistida pelo concreto;

$v_{sw,min}$ é a parcela de cortante resistida pela armadura mínima de cisalhamento;

f_{ctd} é a resistência de cálculo do concreto à tração direta;

f_{ctm} é a resistência média do concreto à tração;

$f_{ctk,inf}$ é a resistência à tração inferior do concreto;

f_{ywk} é a resistência característica ao escoamento do aço do estribo;

f_{ywd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço do estribo (não superior a 435 MPa);

$A_{sw,min}$ é a armadura mínima de cisalhamento.

Aplicando as equações, os resultados seguintes foram obtidos:

$$f_{ctm} = 0,22 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} = 0,15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ywk} = 50,00 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{ctd} = 0,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 125,82 \text{ kN}$$

$$f_{ywd} = 43,50 \text{ kN/cm}^2$$

$$A_{sw,min} = 4,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$V_{sw,min} = 75,06 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,min} = 200,89 \text{ kN}$$

O valor de V_{sd} não superou o valor de $V_{Rd,min}$, logo a armadura de cisalhamento tem valor mínimo igual a $A_{sw,min}$. A armadura de cisalhamento adotada foi: Ø 6,3 mm c/14,00 cm.

Como $V_{sd} \leq 0,67 \cdot V_{Rd,2}$, o espaçamento máximo entre os estribos vale:

$$s_{max} \leq [0,6. d ; 30] = 26,02 \text{ cm}$$

O espaçamento adotado entre os estribos respeitou o valor máximo.

12 REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodrigues. Dimensionamento de fundações profundas. 2 ed. São Paulo:Blucher, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2022.

FERNANDO STROISCH
ENG. CIVIL CREA-SC 062522-0
RESPONSÁVEL TÉCNICO