

RELATÓRIO DAS VERIFICAÇÕES DAS ESTACAS

Software utilizado:
Estak PRO

UBS_BASE RESERVATÓRIO

Projeto:
FUNDAÇÃO _ESTAVA ESCAVADA

Data:
10/03/2025

Sumário

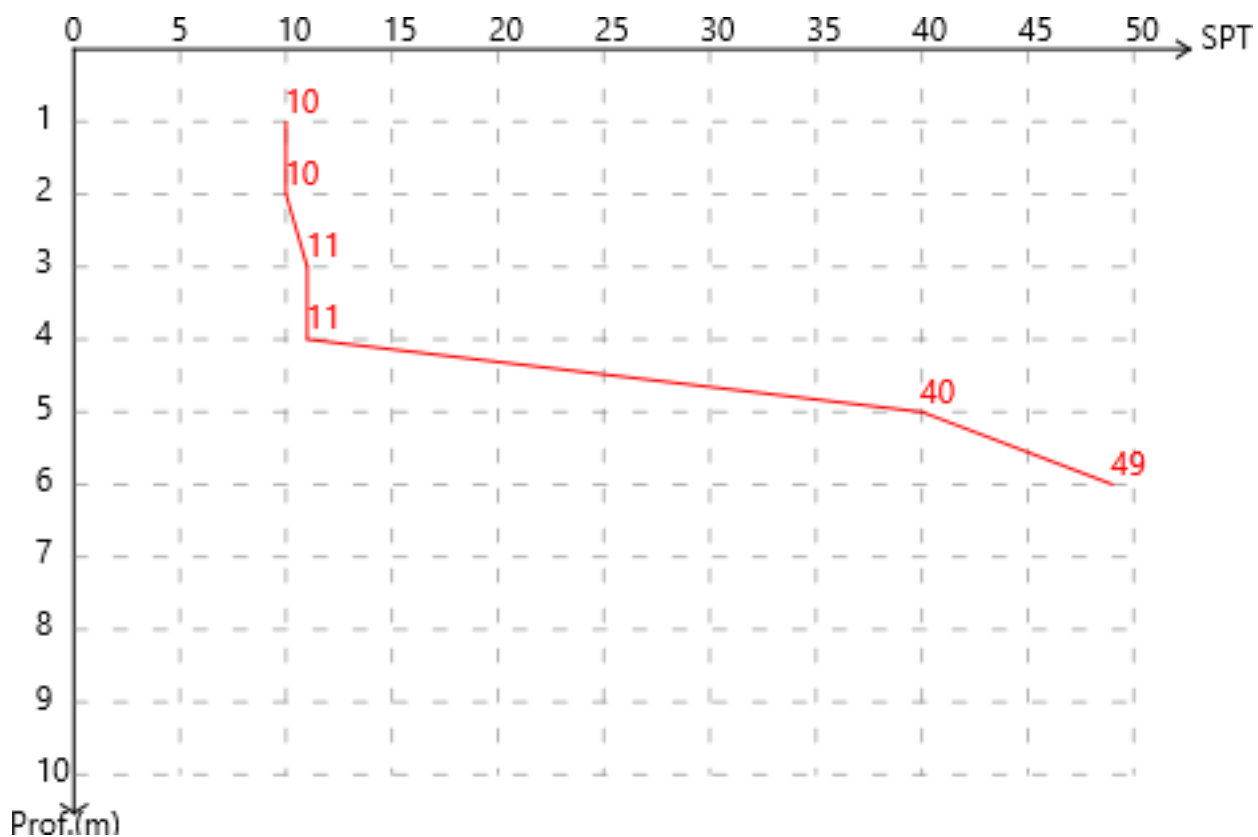
1 - Dados de entrada.	1
1.1 - Laudo de sondagem.	1
1.2 - Dados do lançamento.	2
2 - Carga Geotécnica.	5
2.1 - Método de Teixeira.	5
2.2 - Parâmetros de cálculo.	7
2.3 - Carga Geotécnica Admissível para Estacas Comprimidas.	7
2.4 - Carga Geotécnica Admissível para Estacas Tracionadas.	8
3 - Efeito de Grupo.	9
4 - Reações por Estaca.	10
4.1 - Parâmetros de cálculo.	10
4.2 - Ações resultantes sobre o bloco de fundação.	10
4.3 - Método de cálculo das reações verticais.	11
4.4 - Método de cálculo das reações horizontais.	12
4.5 - Método de cálculo dos momentos fletores.	13
4.6 - Verificação geotécnica das reações verticais por estaca.	13
5 - Recalques por Estaca.	14
5.1 - Método de Aoki e Lopes.	14
5.2 - Parâmetros de cálculo.	17
5.3 - Verificação dos recalques nas estacas.	18
6 - Análise Estrutural.	19
6.1 - Modelo Estrutural.	19
6.2 - Molas horizontais.	19
6.3 - Diagramas de Análise das Estacas.	22
6.3.1 - Estaca E1.	22

7 - Dimensionamento Estrutural.....	30
7.1 - Parâmetros de cálculo.	30
7.2 - Verificação de Dimensionamento ao Esforço Normal.....	31
7.2.1 - Verificação à compressão.....	31
7.3 - Verificação de Dimensionamento ao Esforço Cortante.....	32
7.3.1 - Verificação da necessidade de armadura transversal mínima.....	32
7.3.2 - Cálculo da armadura transversal mínima.....	32
7.3.3 - Verificação da Compressão Diagonal do Concreto.....	32
7.3.4 - Verificação da Armadura Transversal.	33
7.4 - Verificação de Dimensionamento à Flexão Composta Oblíqua.....	34
8 - Detalhamento.....	35

1 - DADOS DE ENTRADA

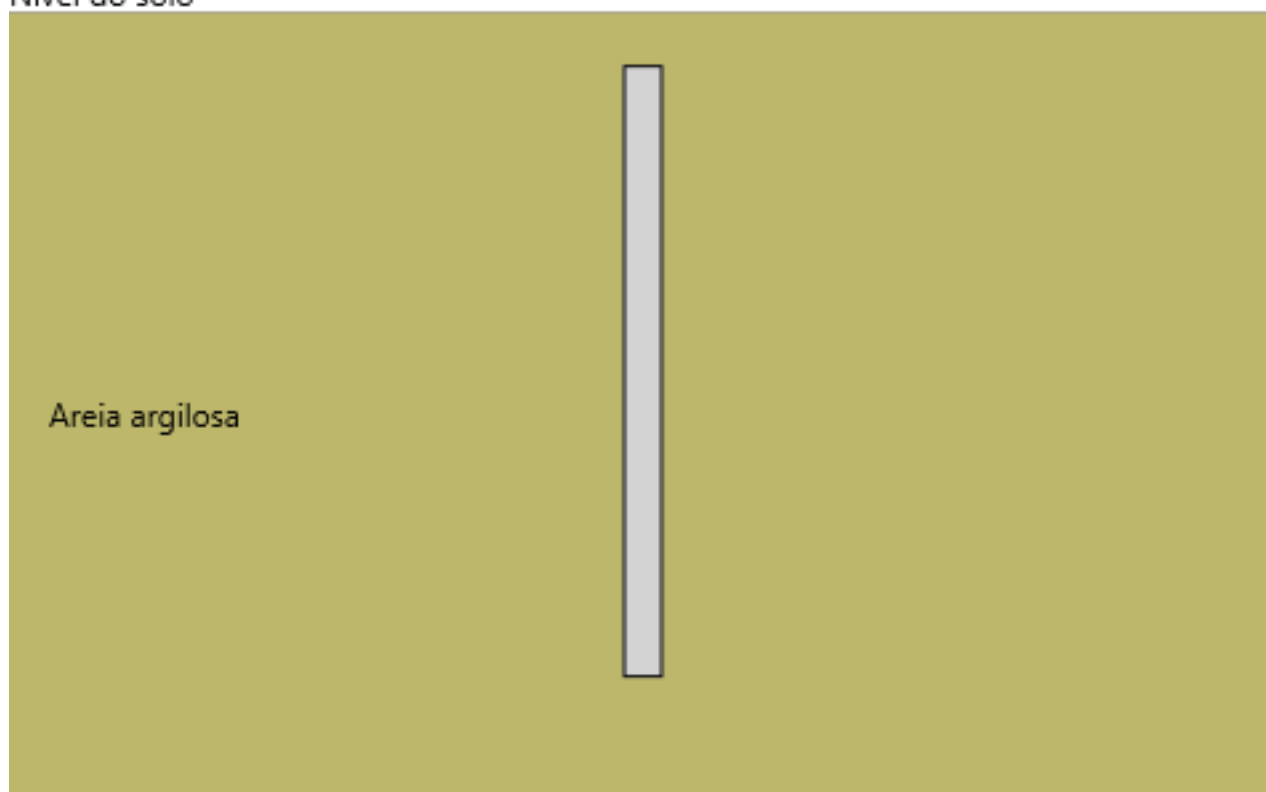
1.1 - Laudo de sondagem

Para as verificações mencionadas nesse relatório, foi utilizada como referência a sondagem SP-01.



Furo de sondagem SP-01

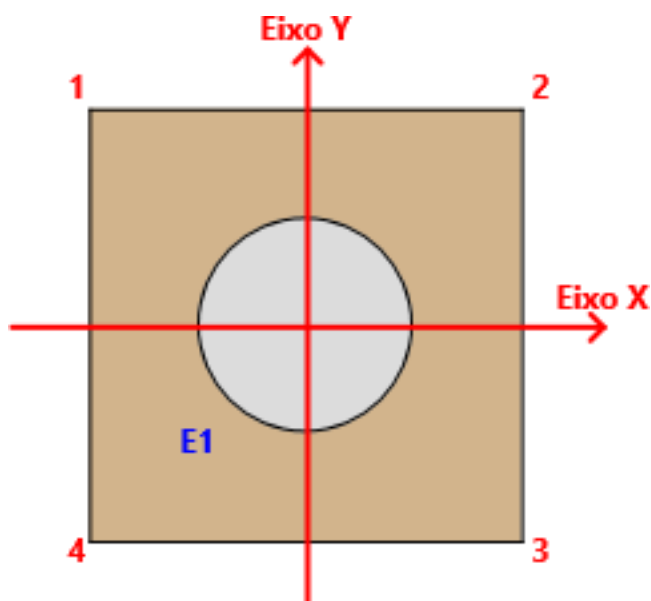
Nível do solo



Perfil de sondagem SP-01

1.2 - Dados do lançamento

* Tipo de bloco de fundação = 1 estaca



Coordenadas - Vértices do Bloco		
Vértice	X(cm)	Y(cm)
1	-40.00	40.00
2	40.00	40.00
3	40.00	-40.00
4	-40.00	-40.00

Coordenadas - Estacas		
Estaca	X(cm)	Y(cm)
E1	0.00	0.00

* Altura do arranque = 0 cm

* Altura do bloco = 60 cm

* Tipo de estaca = Escavada Sem revestimento ou fluido estabilizante

* Seção da estaca = Diâmetro de 40cm

* Cobrimento lateral (distância da estaca até a face do bloco) = 20 cm

* Embutimento da estaca no bloco = 5 cm

* Profundidade da estaca = 7 m

* Ações características (ELS):

$N = 22.00 \text{ tf}$

$FX = 1.00 \text{ tf}$

$FY = 1.00 \text{ tf}$

$MX = 0.00 \text{ tfm}$

$MY = 0.00 \text{ tfm}$

* Ações de cálculo (ELU):

$N_d = 30.80 \text{ tf}$

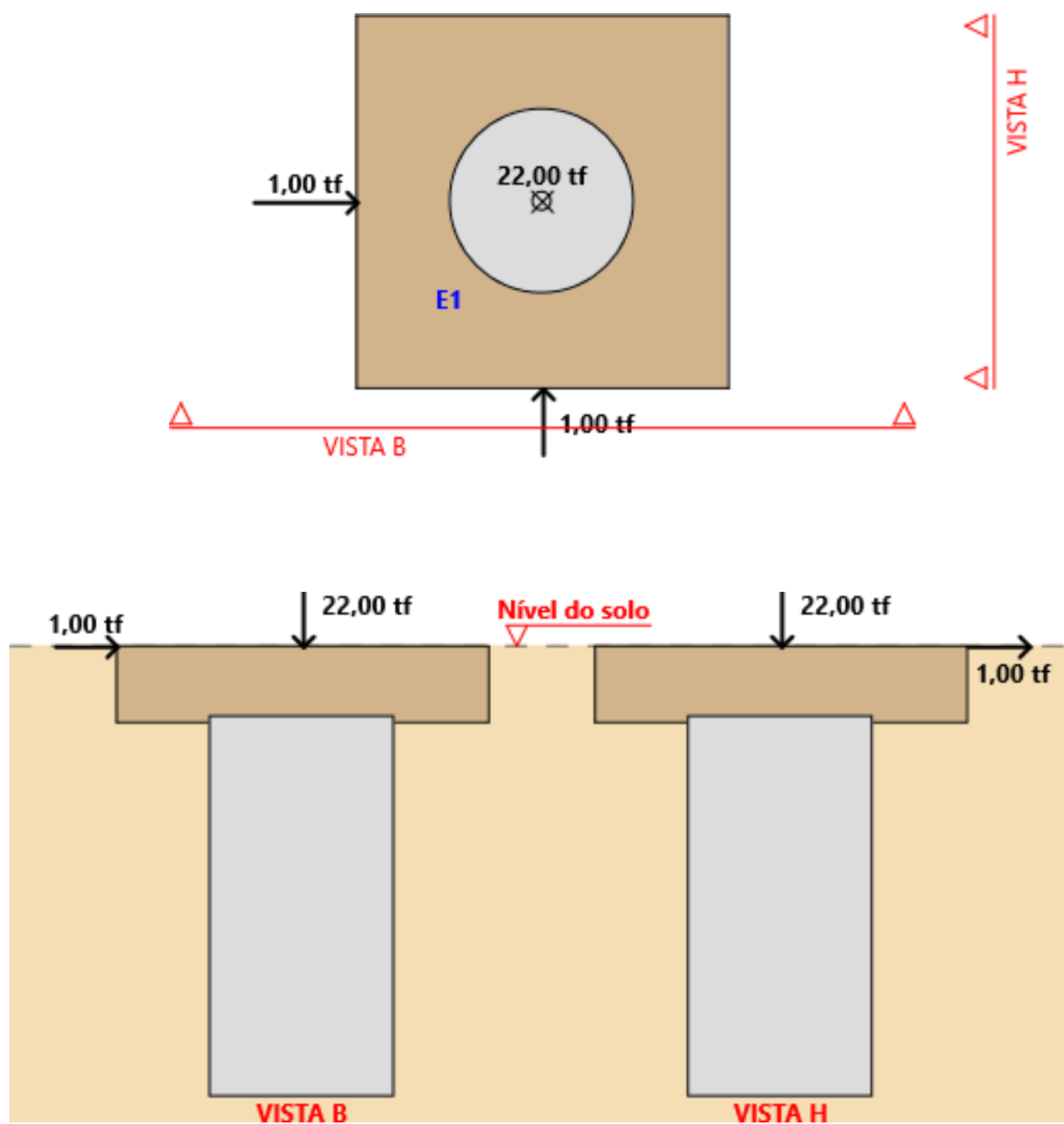
$FX_d = 1.40 \text{ tf}$

$FY_d = 1.40 \text{ tf}$

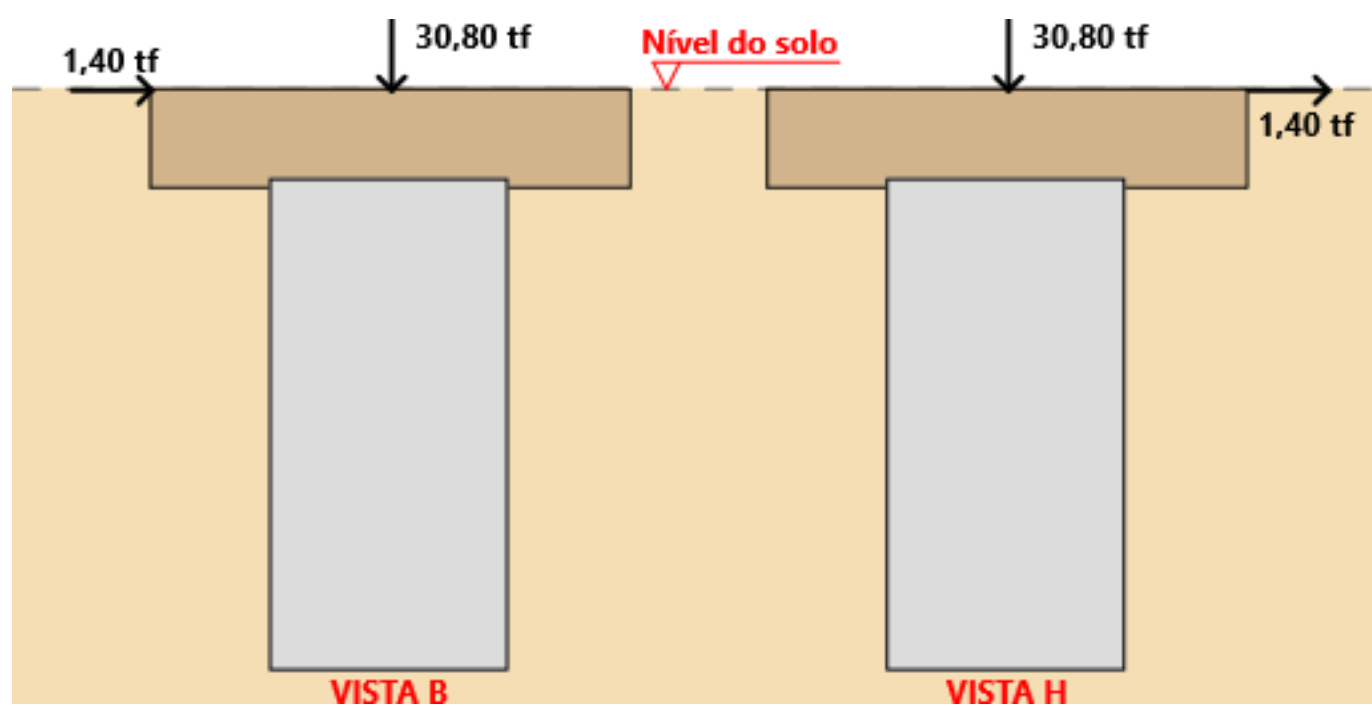
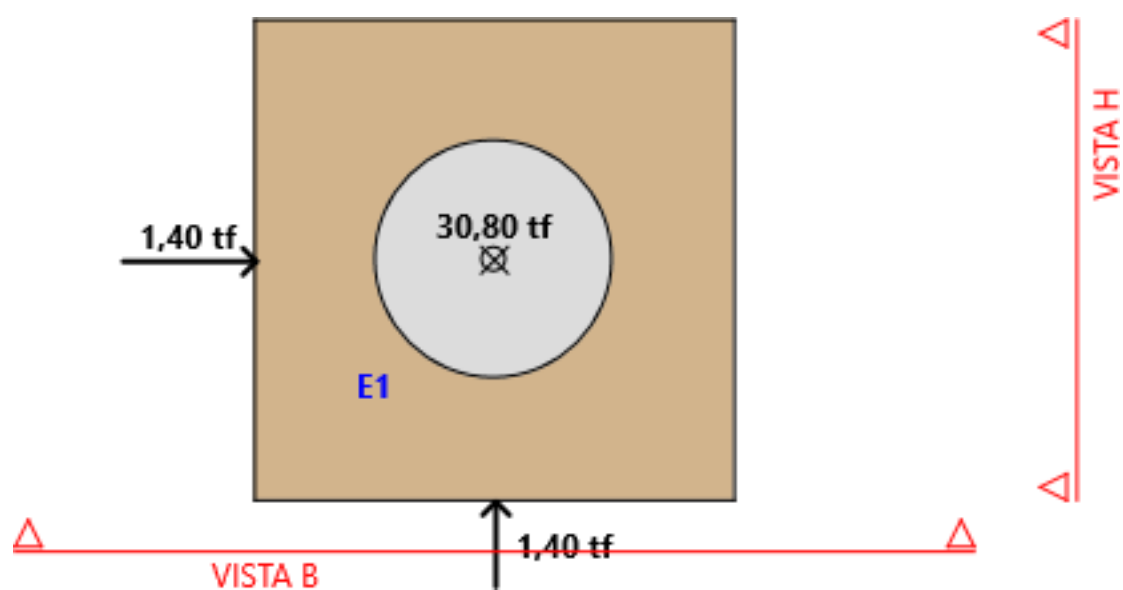
$MX_d = 0.00 \text{ tfm}$

$MY_d = 0.00 \text{ tfm}$

* Representação das Ações Características (ELS):



* Representação das Ações de cálculo (ELU):



2 - CARGA GEOTÉCNICA

Foi utilizado como referência o método de Teixeira.

2.1 - Método de Teixeira

De maneira resumida, o método consiste em determinar duas parcelas da carga transmitida pela fundação ao solo e somá-las ao final:

- Resistência lateral;
- Resistência de ponta.

A resistência lateral é a carga que é transmitida ao solo ao longo de todo o comprimento da estaca através de sua área lateral.

Já a resistência de ponta é referente à carga que é transmitida ao solo somente pela “base”, ou ponta, da estaca, ou seja, não é acumulada ao longo da profundidade, como a resistência lateral.

Com base na utilização prática e contínua de diversos métodos, como Aoki-Velloso, Décourt - Quaresma e outros, Teixeira propõe uma espécie de equação unificada para a capacidade de carga, com a seguinte formulação:

$$P_{geo} = P_p + P_l$$

$$P_p = \alpha * N_{SPT(ponta)} * A_p$$

$$P_l = \sum \beta * N_{SPT(camada)} * A_l$$

A_p = área da base da estaca

A_l = área lateral da estaca que atravessa determinada camada de solo

a = fator que varia de acordo com o tipo de estaca e o tipo de solo

β = fator que varia de acordo com o tipo de estaca

N_{SPT(camada)} = SPT médio da camada de solo atravessada pela estaca

N_{SPT(ponta)} = SPT na ponta da estaca (média do SPT medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo)

Tipo de solo	Pré-moldada	Franki	Escavada	Raiz	Strauss	Hélice cont.
Areia	400	340	270	260	270	270
Areia siltosa	360	300	240	220	240	240
Areia silto-argilosa	360	300	240	220	240	240
Areia argilosa	300	240	200	190	200	200
Areia argilo-siltosa	300	240	200	190	200	200
Silte	160	120	110	110	110	110
Silte arenoso	260	210	160	160	160	160
Silte areno-argiloso	260	210	160	160	160	160
Silte argiloso	160	120	110	110	110	110
Silte argilo-arenoso	160	120	110	110	110	110
Argila	110	100	100	100	100	100
Argila arenosa	210	160	130	140	130	130
Argila areno-siltosa	210	160	130	140	130	130
Argila siltosa	110	100	100	100	100	100
Argila silto-arenosa	110	100	100	100	100	100

Valores de a

Estaca	β
Pré-moldada	4
Franki	5
Escavada	4
Raiz	6
Hélice cont.	4
Strauss	4

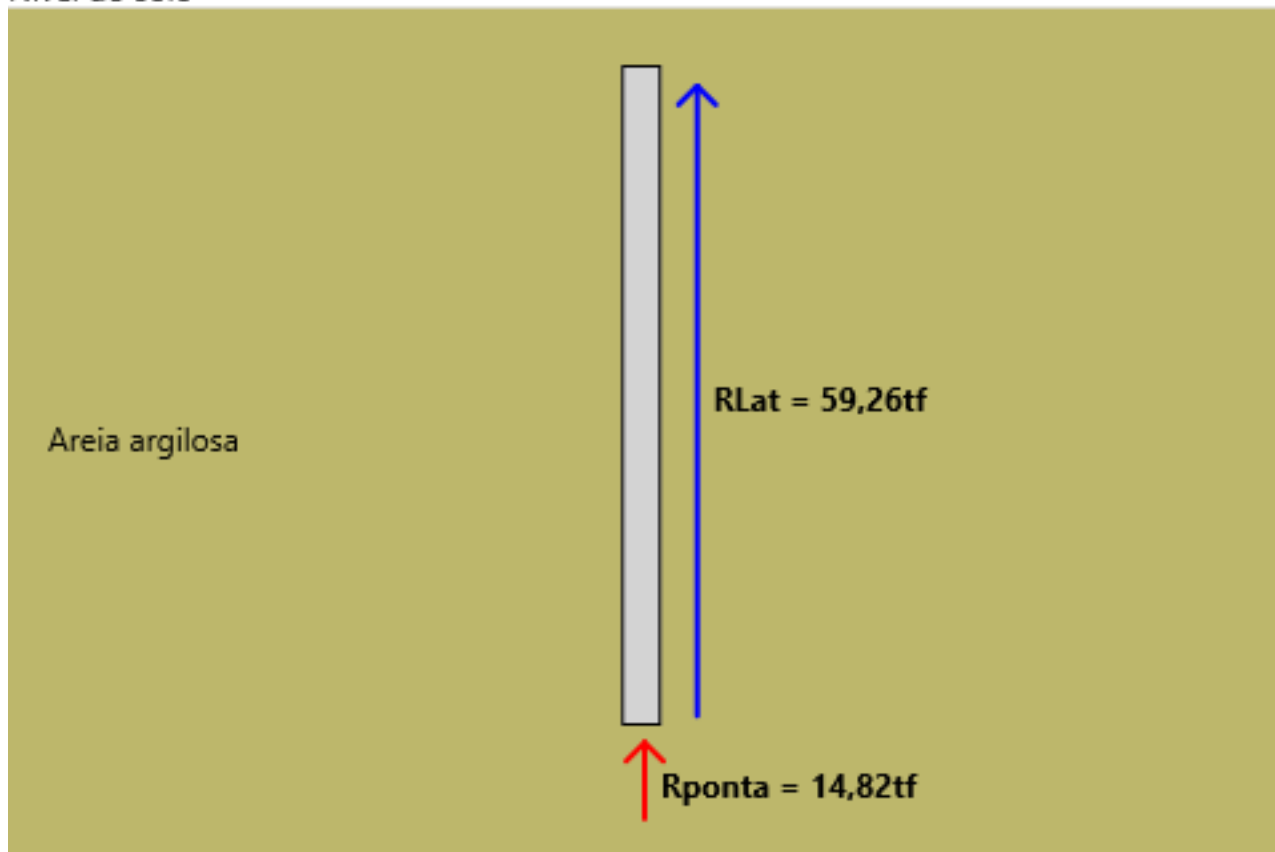
Valores de β

2.2 - Parâmetros de cálculo

- * Foi desconsiderado o atrito lateral no 1º metro da estaca para determinação da resistência lateral dela
- * A resistência de ponta da estaca foi limitada a 25% da resistência lateral
- * Fator de segurança global = 2

2.3 - Carga geotécnica admissível para estacas comprimidas

Nível do solo



$$P_{geo} = R_{ponta} + \text{soma}(R_{lat}(\text{camada}))$$

$$P_{geo} = 14.82tf + 59.26tf$$

$$P_{geo} = 74.08tf$$

$$P_{adm} = P_{geo}/FS$$

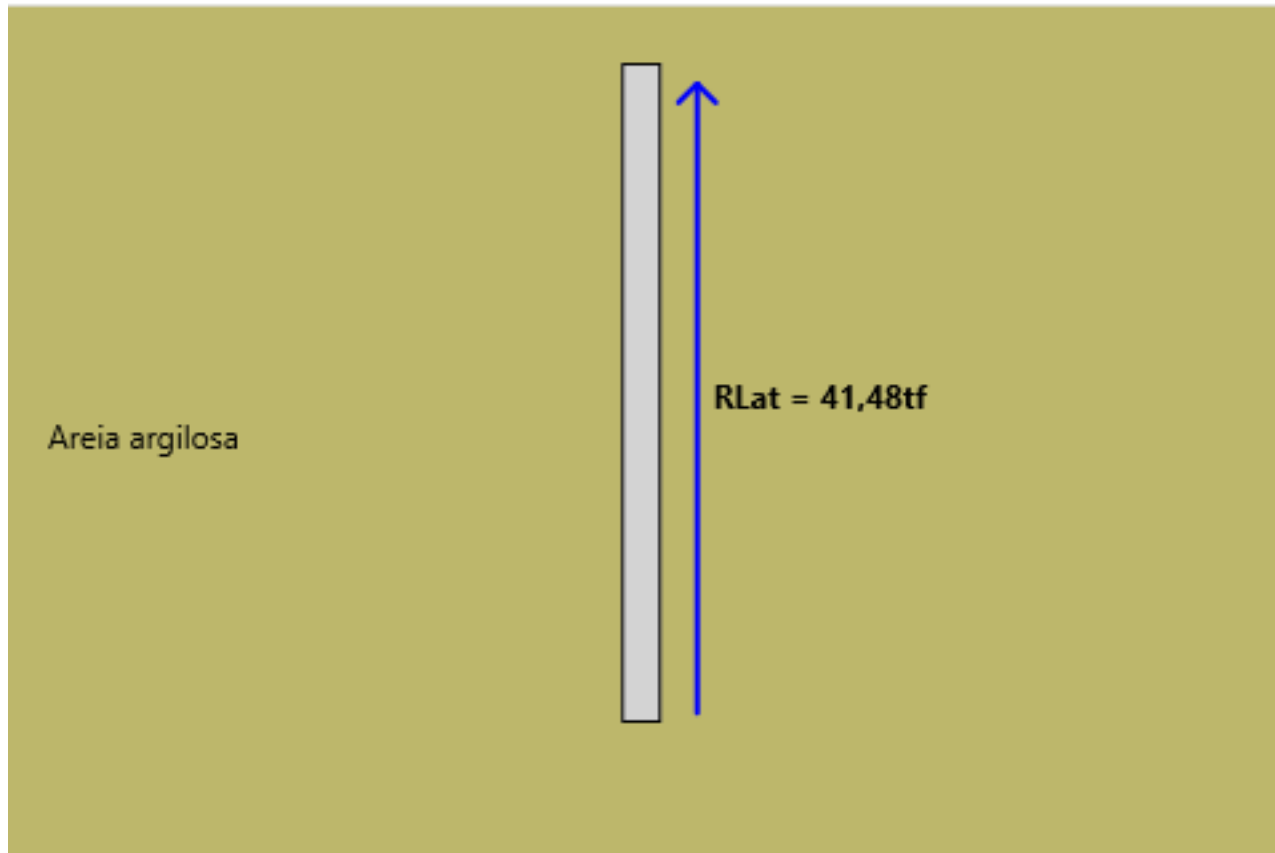
$$P_{adm} = 74.08tf / 2.00)$$

$$\mathbf{P_{adm} = 37.04tf}$$

2.4 - Carga geotécnica admissível para estacas tracionadas

A carga geotécnica de estacas tracionadas foi obtida desconsiderando-se a resistência de ponta da estaca. Foi considerado 70% do atrito lateral obtido no cálculo da carga geotécnica de estacas comprimidas.

Nível do solo



$$P_{geo} = \text{soma}(R_{lat_tracao}(\text{camada}))$$

$$P_{geo} = 41.48tf$$

$$P_{adm} = P_{geo}/FS$$

$$P_{adm} = 41.48tf / 2.00)$$

$$\mathbf{P_{adm} = 20.74tf}$$

3 - EFEITO DE GRUPO

Segundo o item 8.3 da NBR6122/2019 entende-se por Efeito de Grupo a interação entre as diversas estacas constituintes de uma fundação, no processo de transmissão ao terreno das cargas que lhes são aplicadas. Esta interação acarreta uma superposição de tensões, de tal sorte que o recalque do grupo resulta, em geral, diferente daquele do elemento isolado.

Como trata-se da análise de estaca única no bloco de fundação, não há Efeito de Grupo nesse caso.

4 - REAÇÕES POR ESTACA

4.1 - Parâmetros de cálculo

Na obtenção das reações verticais foi considerado o peso próprio do bloco de fundação.

A verificação geotécnica a respeito das reações verticais sobre as estacas foi efetuada com as seguintes considerações:

* Foi considerado o peso próprio das estacas na verificação de estacas comprimidas (Peso próprio por estaca = 2.01tf).

* Foi desconsiderado o peso próprio das estacas na verificação de estacas tracionadas (critério a favor da segurança).

4.2 - Ações resultantes sobre o bloco de fundação

O cálculo das ações resultantes sobre o bloco de fundação foi efetuado conforme as equações abaixo:

$$NBloco = N + PPBloco$$

$$NBloco = 22.00 + 0.96 \quad \gggg \quad NBloco = 22.96tf$$

$$MtotX = Mx - Fy*d - N*ey - PPBloco*eyPP$$

$$MtotX = (0.00) - (1.00*0.55) - (22.00*-0.00/100) - (0.96*0.00/100) \quad \gggg \quad MtotX = -0.55tfm$$

$$MtotY = My + Fx*d + N*ex + PPBloco*exPP$$

$$MtotY = (0.00) + (1.00*0.55) + (22.00*-0.00/100) + (0.96*0.00/100) \quad \gggg \quad MtotY = 0.55tfm$$

N = força vertical característica

PPBloco = peso próprio do bloco de fundação

NBloco = força vertical total sobre o bloco de fundação (inclui peso próprio do bloco)

Mx = momento fletor característico na direção X

Fy = força horizontal característica na direção Y

d = altura de cálculo do bloco de fundação

ey = excentricidade na direção Y de N com relação ao CG do estaqueamento

eyPP = excentricidade na direção Y de PP com relação ao CG do estaqueamento

MtotX = momento fletor resultante na direção X

My = momento fletor característico na direção Y

Fx = força horizontal característica na direção X

ex = excentricidade na direção X de N com relação ao CG do estaqueamento

exPP = excentricidade na direção X de PP com relação ao CG do estaqueamento

4.3 - Método de cálculo das reações verticais

O cálculo das reações verticais (N_i) por estaca foi efetuado utilizando a equação abaixo:

$$N_i = N_{Bloco}$$

Dados - Estacas				
Estaca	K(tf/mm)	X(cm)	Y(cm)	N(tf)
E1	1.00	0.00	0.00	22.96

N_i = reação vertical por estaca

K_i = rigidez por estaca

x_i = coordenada X de cada estaca com relação ao CG do estaqueamento

($x_{CG}(\text{estaqueamento}) = 0.00\text{cm}$)

y_i = coordenada Y de cada estaca com relação ao CG do estaqueamento

($y_{CG}(\text{estaqueamento}) = 0.00\text{cm}$)

OBS = K_i (rigidez por estaca) foi definida igual a 1 pois como trata-se da análise de estaca única no bloco de fundação, não há Efeito de Grupo nesse caso.

4.4 - Método de cálculo das reações horizontais

O cálculo das forças horizontais por estaca foi efetuado utilizando as equações abaixo:

$$FB_i = \frac{FB_{Bloco}}{nEstacas} + FB_{Bloco} * ey * \frac{y_i}{\sum y_i^2}$$

$$FH_i = \frac{FH_{Bloco}}{nEstacas} + FH_{Bloco} * ex * \frac{x_i}{\sum x_i^2}$$

Dados - Estacas				
Estaca	X(cm)	Y(cm)	FB(tf)	FH(tf)
E1	0.00	0.00	1.00	1.00

FB_BLoco = força horizontal característica na direção B no bloco de fundação

FH_BLoco = força horizontal característica na direção H no bloco de fundação

FBi = força horizontal característica na direção B por estaca

FHi = força horizontal característica na direção H por estaca

nEstacas = número de estacas no bloco de fundação (1 estacas)

ex = excentricidade na direção X de FH_BLoco com relação ao CG do estaqueamento (-0.00cm)

ey = excentricidade na direção Y de FB_BLoco com relação ao CG do estaqueamento (-0.00cm)

xi = coordenada X de cada estaca com relação ao CG do estaqueamento

(xCG(estaqueamento) = 0.00cm)

yi = coordenada Y de cada estaca com relação ao CG do estaqueamento

(yCG(estaqueamento) = 0.00cm)

4.5 - Método de cálculo dos momentos fletores

Em blocos sobre estacas em linha, o momento fletor no topo das estacas é obtido conforme a equação abaixo:

$$M_{totx_i} = \frac{M_{totx}}{nEstacas} \quad M_{toty_i} = M_{toty}$$

4.6 - Verificação geotécnica das reações verticais por estaca

A verificação geotécnica por estaca é atendida caso se obedecem as seguintes condições:

Para estacas comprimidas:

$$P_{adm} \geq N_i + PPEstaca$$

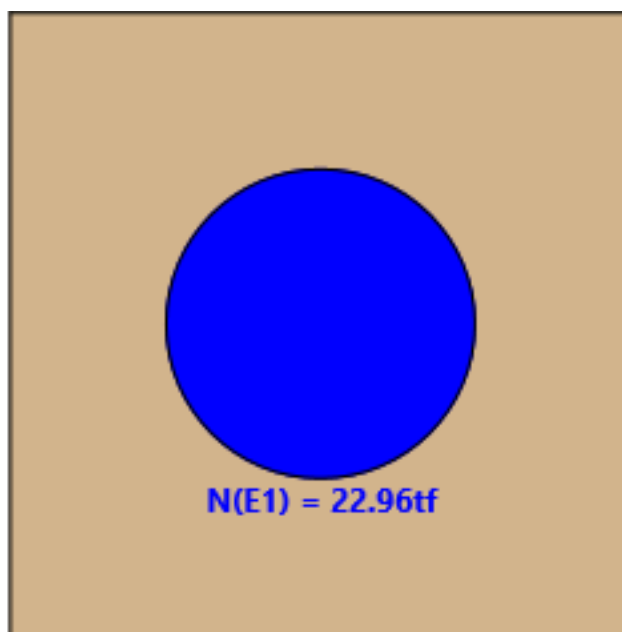
Para estacas tracionadas:

$$|P_{adm}| \geq |N_i + PPEstaca|$$

OBS = O peso próprio das estacas na verificação de estacas tracionadas foi considerado igual a zero (critério a favor da segurança).

Verificação Geotécnica			
Estaca	N(i) + PPEstaca(tf)	Padm(tf)	Condição
E1	24.97	37.04	OK

Na figura abaixo, estacas que atendem a verificação geotécnica são representadas na cor azul, enquanto as que não atendem (caso existam) são representadas na cor vermelha.



$P_{adm}(\text{compressão}) = 37.04tf$ (carga admissível para estaca submetida à compressão)

$P_{adm}(\text{tração}) = -20.74tf$ (carga admissível para estaca submetida à tração)

$PP(\text{estaca}) = 2.01tf$ (peso próprio de cada estaca)

5 - RECALQUE POR ESTACA

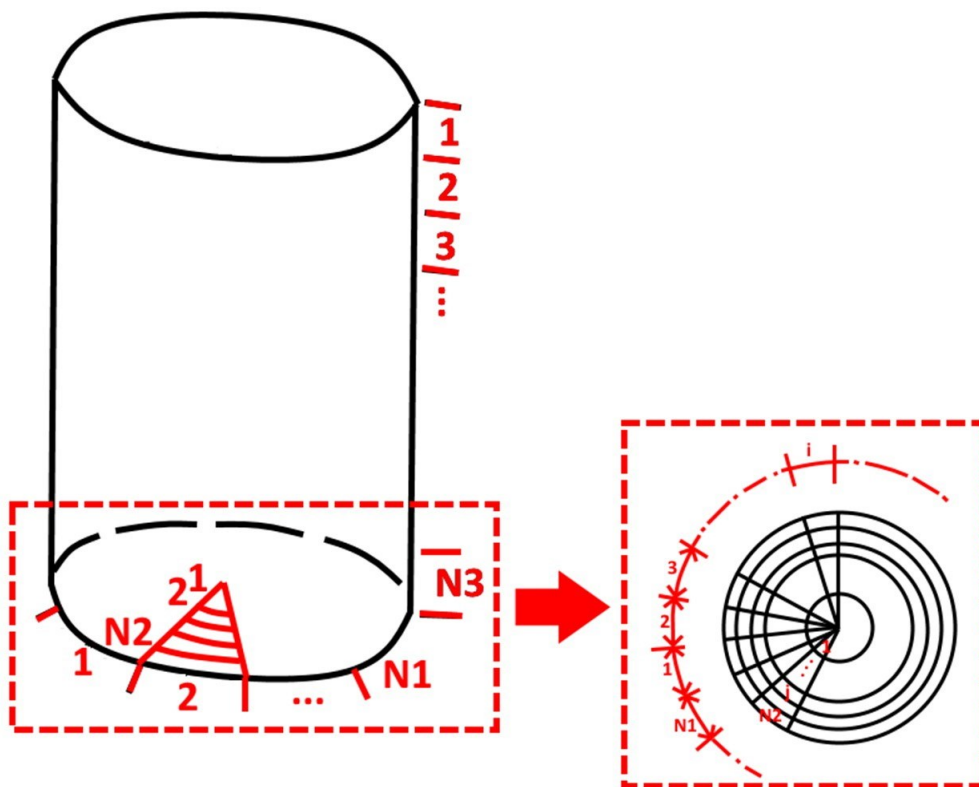
5.1 - Método de Aoki e Lopes

O método de Aoki e Lopes foi apresentado pela primeira vez no 5º congresso panamericano de mecânica dos solos e engenharia de fundações, em 1975.

O método se propõe a fornecer os recalques no interior do maciço de solo por meio de processo numérico em que as cargas transmitidas por uma estaca isolada ou por um conjunto de estacas são decompostas em um sistema equivalente de cargas concentradas, cujos efeitos são superpostos no ponto no qual se deseja obter o recalque.

O método de Aoki e Lopes utiliza como dado de entrada o modo de transferência do esforço normal ao longo da estaca, ou seja, utiliza o diagrama de esforço normal de cada estaca como dado de entrada.

A carga ao longo do fuste da estaca é dividida em $N1 \times N3$ cargas concentradas enquanto a carga na ponta da estaca é dividida em $N1 \times N2$ cargas concentradas, conforme a imagem abaixo:

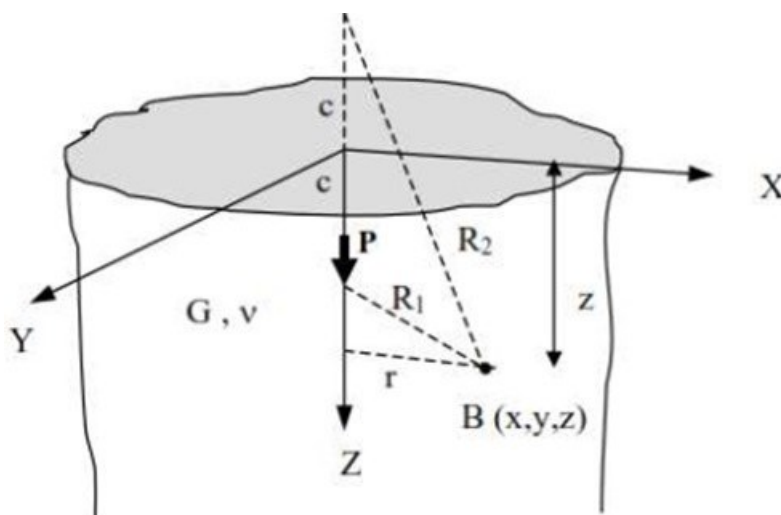


Discretização da estaca no método de Aoki e Lopes

O número de divisões N3 ao longo do comprimento de cada estaca é definido de forma automática, tendo o tamanho de cada trecho comprimento menor ou igual a 1 metro, utilizando os mesmos pontos de referência utilizados para definir o traçado do diagrama de esforço normal ao longo da estaca.

Na análise efetuada considerou-se o número de divisões N1 igual a 4 e o número de divisões N2 igual a 4.

Os efeitos das cargas concentradas são calculados com as equações de Mindlin.



Solução de Mindlin

Para cada carga é preciso conhecer:

- O valor da carga(Q);
- A profundidade da força(c);
- As coordenadas do ponto onde se deseja obter o recalque – Ponto B(x,y,z), sendo z o eixo vertical da força Q;
- A distância horizontal do ponto B ao eixo da força (r);
- O módulo de Young (Es) e o coeficiente de Poisson (ν) do meio.

A equação para o recalque (no ponto B), provocado por uma carga concentrada é:

$$w = \frac{Q * (1 + \nu)}{8 * \pi * Es * (1 - \nu)} * \left[\frac{3 - 4 * \nu}{R_1} + \frac{8 * (1 - \nu)^2 - (3 - 4 * \nu)}{R_2} + \frac{(z - c)^2}{R_1^3} + \frac{(3 - 4 * \nu) * (z + c)^2 - 2 * c * z}{R_2^3} + \frac{6 * c * z * (z + c)^2}{R_2^5} \right]$$

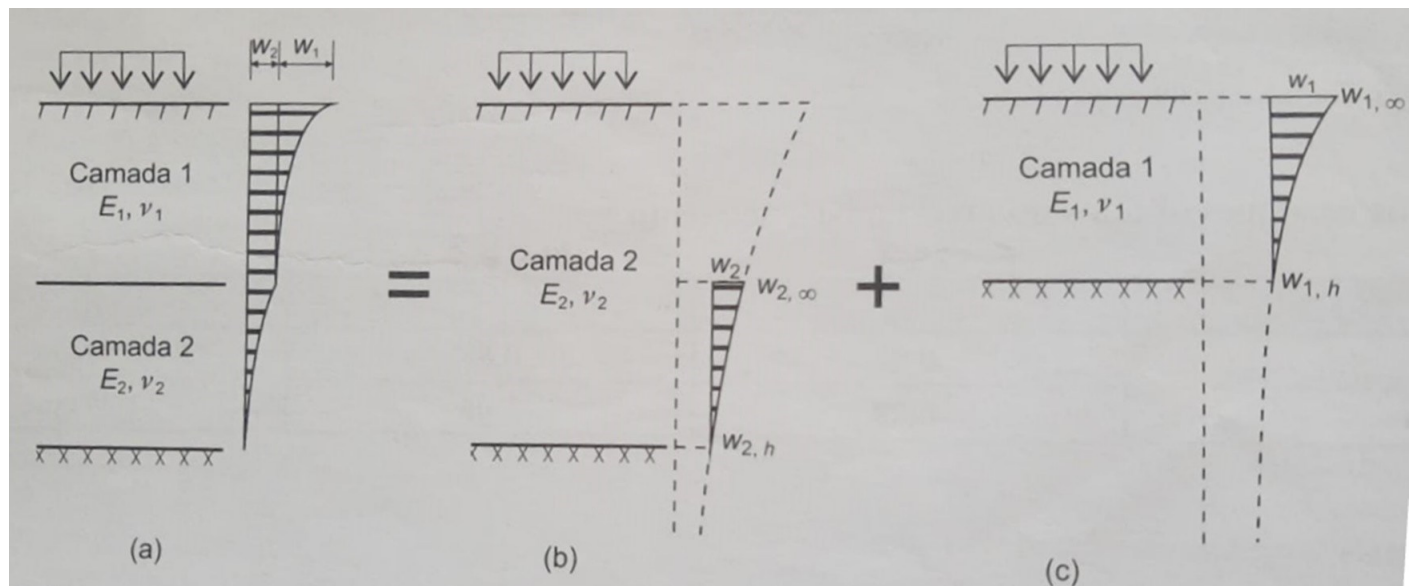
$$R_1 = \sqrt{r^2 + (z - c)^2}$$

$$R_2 = \sqrt{r^2 + (z + c)^2}$$

O processo de cálculo do método de Aoki e Lopes passa por 3 fases:

1. Cálculo das cargas (Q) e de suas posições em relação ao ponto de estudo (ponto B);
2. Cálculo do recalque de cada carga Q no ponto de estudo com as equações de Mindlin;
3. Soma dos efeitos no ponto em estudo (soma dos recalques obtidos de cada carga Q no ponto de estudo B).

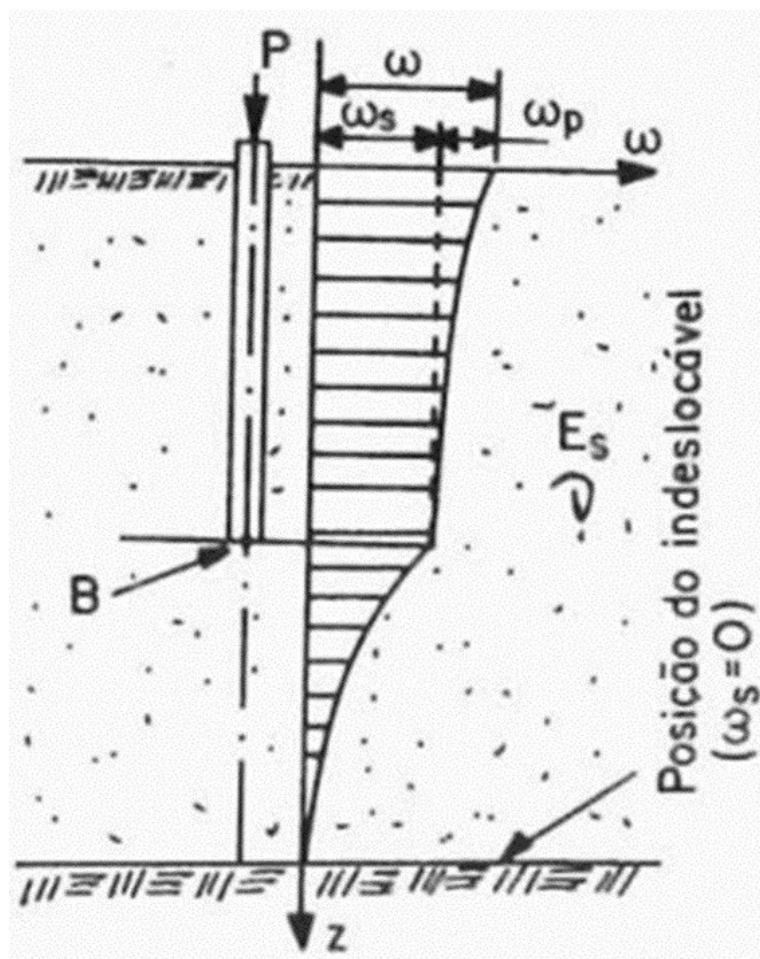
Para análise de solo estratificado, Aoki e Lopes sugerem a adoção do artifício de Steinbrenner (1934). Inicialmente, o artifício de Steinbrenner permite calcular recalques em um meio de espessura finita, embora a equação do cálculo do recalque seja válida para um semiespaço infinito. Para tanto, basta subtrair, do recalque no ponto em estudo, o valor do recalque no nível da fronteira rígida ou indeslocável, conforme o esquema da figura abaixo:



Procedimento de Steinbrenner – extraído de “Fundações em Estacas (Danziger e Lopes)”

O procedimento de Steinbrenner pode ser generalizado para o caso em que existam várias camadas até o nível indeslocável. A análise efetuada considerou o indeslocável 5 metros abaixo da ponta da estaca.

Como o recalque é calculado em um ponto logo abaixo da ponta da estaca, para se obter o recalque no topo deve-se somar o encurtamento elástico do fuste, utilizando a área do diagrama de esforço normal ao longo da estaca (dividida por $A \cdot E$), em que A se refere à área da estaca e E ao módulo de elasticidade do material da estaca. Na próxima figura há uma representação esquemática dos recalques ao longo da estaca.



Recalques ao longo da estaca - extraído de "Dimensionamento de fundações Profundas (Alonso)"

O recalque (w_p) da figura acima seria aquele devido ao encurtamento elástico da estaca enquanto o recalque w_s seria o recalque do solo. O recalque total (w) é a soma de w_p com w_s .

O referencial teórico utilizado para explicação do método de Aoki e Lopes foi obtido dos livros "Fundações em Estacas", de Bernadete Ragoni Danziger e Francisco de Rezende Lopes e "Dimensionamento de Fundações Profundas" de Urbano Rodriguez Alonso.

5.2 - Parâmetros de cálculo

O recalque admissível (recalque máximo permitido) foi definido como 20.00mm.

Para o cálculo do Módulo de Elasticidade (E_s) e o Coeficiente de Poisson (ν) por tipo de solo foi utilizada a seguinte tabela de referência:

Tipo de solo	$E_s(\text{kgf/cm}^2)$	ν
Solo argiloso ($\text{SPT} \leq 2$)	10	0,3
Solo argiloso ($3 \leq \text{SPT} \leq 5$)	20	0,3
Solo argiloso ($6 \leq \text{SPT} \leq 10$)	50	0,3
Solo argiloso ($11 \leq \text{SPT} \leq 19$)	80	0,3
Solo argiloso ($\text{SPT} > 19$)	150	0,3
Solo arenoso ($\text{SPT} \leq 4$)	50	0,35
Solo arenoso ($5 \leq \text{SPT} \leq 8$)	200	0,35
Solo arenoso ($9 \leq \text{SPT} \leq 18$)	500	0,35
Solo arenoso ($19 \leq \text{SPT} \leq 40$)	700	0,35
Solo arenoso ($\text{SPT} > 40$)	900	0,35

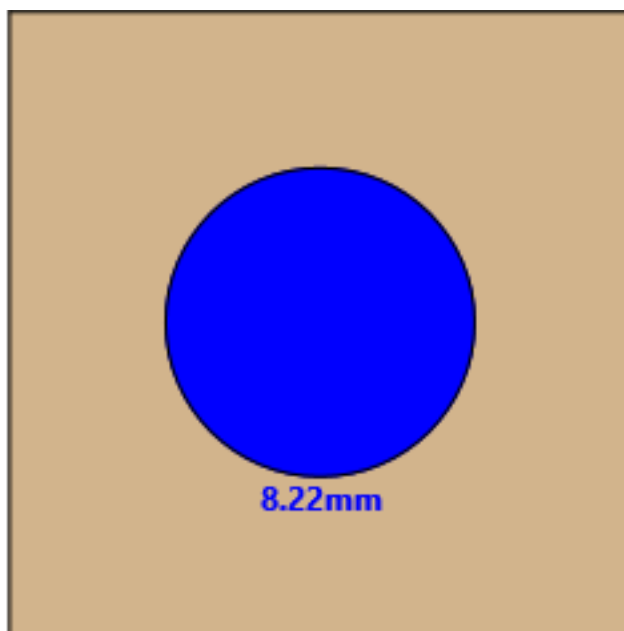
Foram adotados os seguintes valores de Módulo de Elasticidade (E_s) e Coeficiente de Poisson (ν) na análise efetuada:

Prof.(m)	Esp.(m)	$E_s(\text{kgf/cm}^2)$	ν
1.00	0.40	500.00	0.35
2.00	1.00	500.00	0.35
3.00	1.00	500.00	0.35
4.00	1.00	500.00	0.35
5.00	1.00	500.00	0.35
6.00	1.00	700.00	0.35
7.00	1.00	900.00	0.35

Prof.(m)	Esp.(m)	$E_s(\text{kgf/cm}^2)$	ν
8.00	1.00	50.00	0.35
9.00	1.00	50.00	0.35
10.00	1.00	50.00	0.35
11.00	1.00	50.00	0.35
12.00	1.00	50.00	0.35
13.00	1.00	50.00	0.35

5.3 - Verificação dos recalques nas estacas

Na figura abaixo, estacas que tenham recalque menor que o recalque admissível são representadas na cor azul, enquanto as que tem recalque superior ao recalque admissível (caso existam) são representadas na cor vermelha.

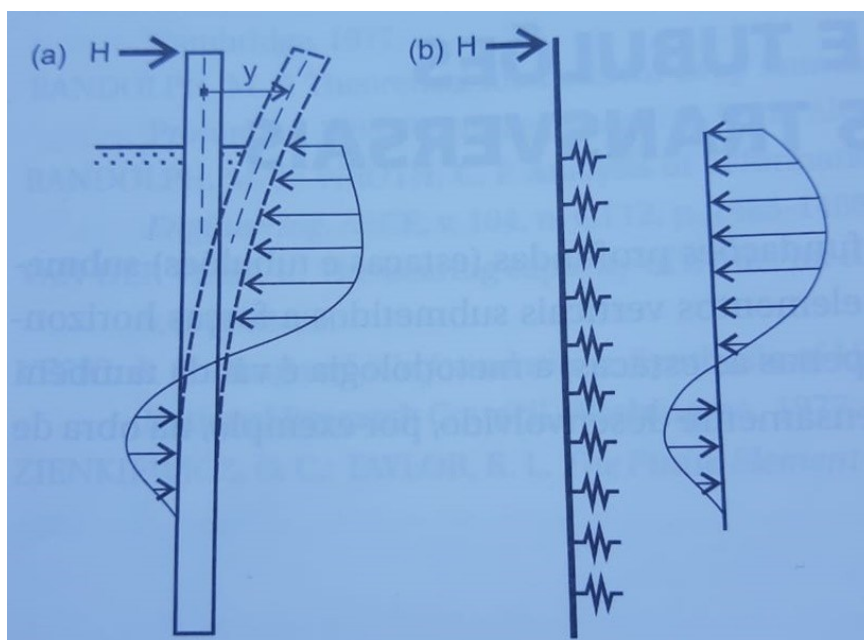


Recalque admissível = 20.00mm

6 - ANÁLISE ESTRUTURAL

6.1 - Modelo Estrutural

O modelo de análise estrutural adotado para obtenção dos esforços e deslocamentos das estacas é o Método de Winkler. No método de Winkler o solo ao redor da estaca é substituído por molas horizontais, independentes entre si.



Estaca submetida a força transversal: reação do solo (a) real e (b) modelada pela Hipótese de Winkler - "Fundações (Velloso e Lopes)"

6.2 - Molas horizontais

Para o cálculo dos coeficientes de mola horizontal foi utilizada a seguinte tabela de referência:

Tipo de solo	$m(\text{tf}/\text{m}^4)$		Variação
Solo argiloso (SPT = 0)	0	50	linear
Solo argiloso (SPT ≤ 2)	50	100	linear
Solo argiloso ($2 \leq \text{SPT} \leq 4$)	100	200	linear
Solo argiloso ($4 \leq \text{SPT} \leq 8$)	200	400	constante
Solo argiloso ($8 \leq \text{SPT} \leq 15$)	400	600	constante
Solo argiloso ($15 \leq \text{SPT} \leq 30$)	600	800	constante
Solo argiloso (SPT > 30)	800	1000	constante
Solo arenoso (SPT ≤ 4)	100	200	linear
Solo arenoso ($5 \leq \text{SPT} \leq 10$)	200	400	linear
Solo arenoso ($10 \leq \text{SPT} \leq 30$)	400	600	linear
Solo arenoso ($30 \leq \text{SPT} \leq 50$)	600	1000	linear
Solo arenoso (SPT > 50)	1000	2000	linear

m = coeficiente de proporcionalidade (depende do tipo de solo e SPT)

Variação = variação do coeficiente de mola horizontal ao longo da estaca

O cálculo do coeficiente de mola horizontal é efetuado conforme a equação abaixo:

$$Kh = m * z * Area_{projecao}$$

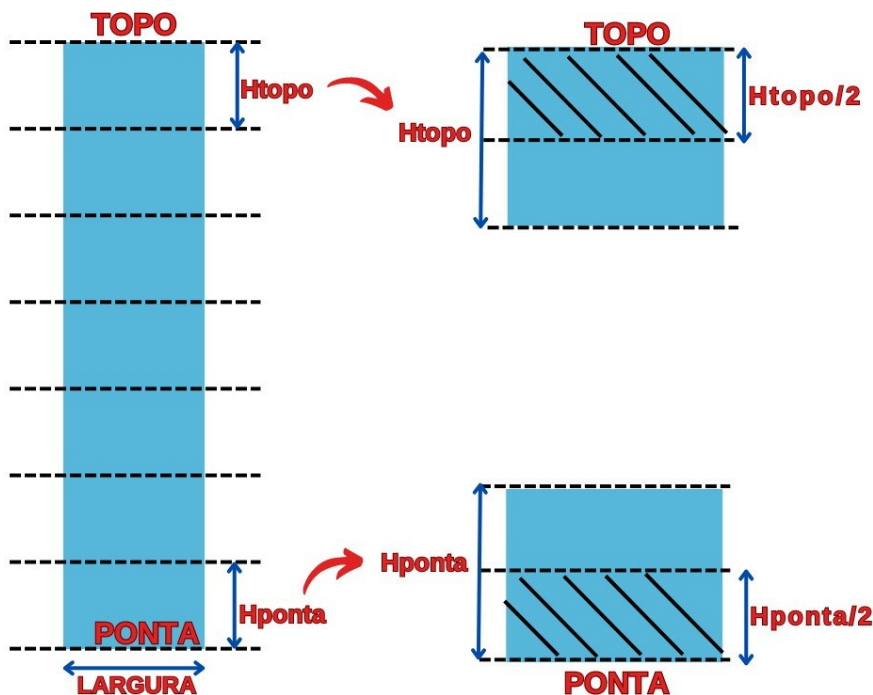
Para variação linear z é igual a distância da profundidade analisada ao topo da estaca. Para variação constante z é igual a 1 metro.

Os valores de m para cada profundidade atravessada por estaca foram obtidos por interpolação.

$Area_{projecao} = Largura \text{ da estaca } \times Espessura \text{ da camada de solo analisada}$

Os valores dos coeficientes de mola horizontal para cada profundidade atravessada por estaca foram obtidos de acordo com os seguintes critérios:

- Nas extremidades das estacas (topo e ponta):



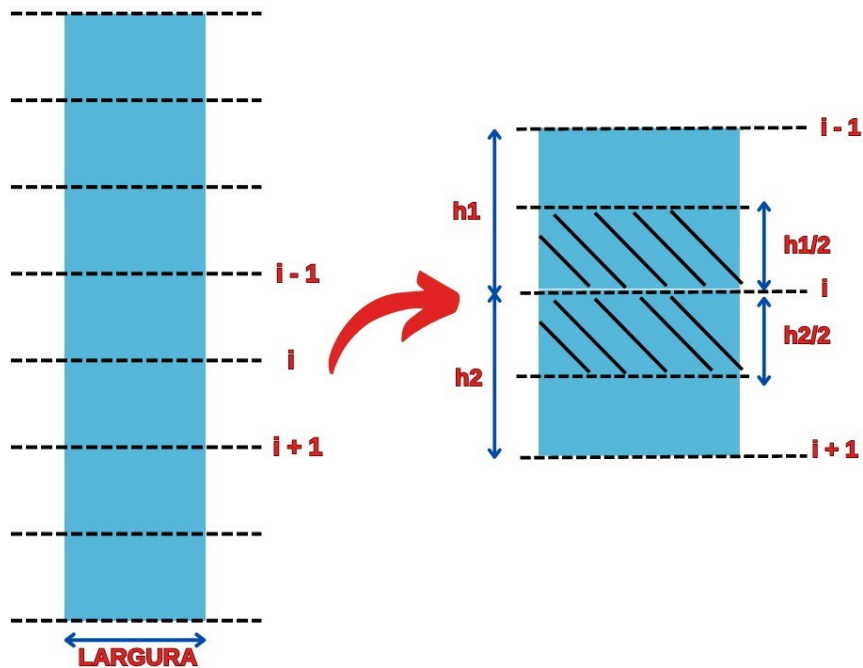
TOPO:

$$Kh_{topo} = m(topo) * z(topo) * Largura * H_{topo}/2$$

PONTA:

$$Kh_{ponta} = m(ponta - 1) * z(ponta) * Largura * H_{ponta}/2$$

- Nas profundidades intermediárias das estacas:



$$Kh_i = m(i-1) * z(i) * Largura * h_1/2 + m(i) * z(i) * Largura * h_2/2$$

Foram adotados os seguintes valores para os coeficientes de mola horizontal nas direções B e H das estacas:

Prof.(m)	KhB(tf/m)	KhH(tf/m)
0.60	0.00	0.00
1.00	32.00	32.00
2.00	224.00	224.00
3.00	388.80	388.80
4.00	557.60	557.60
5.00	1064.80	1064.80
6.00	1922.40	1922.40
7.00	1254.40	1254.40

6.3 - Diagramas de Análise das Estacas

6.3.1 - Estaca E1

- Diagramas do Estado Limite de Serviço:

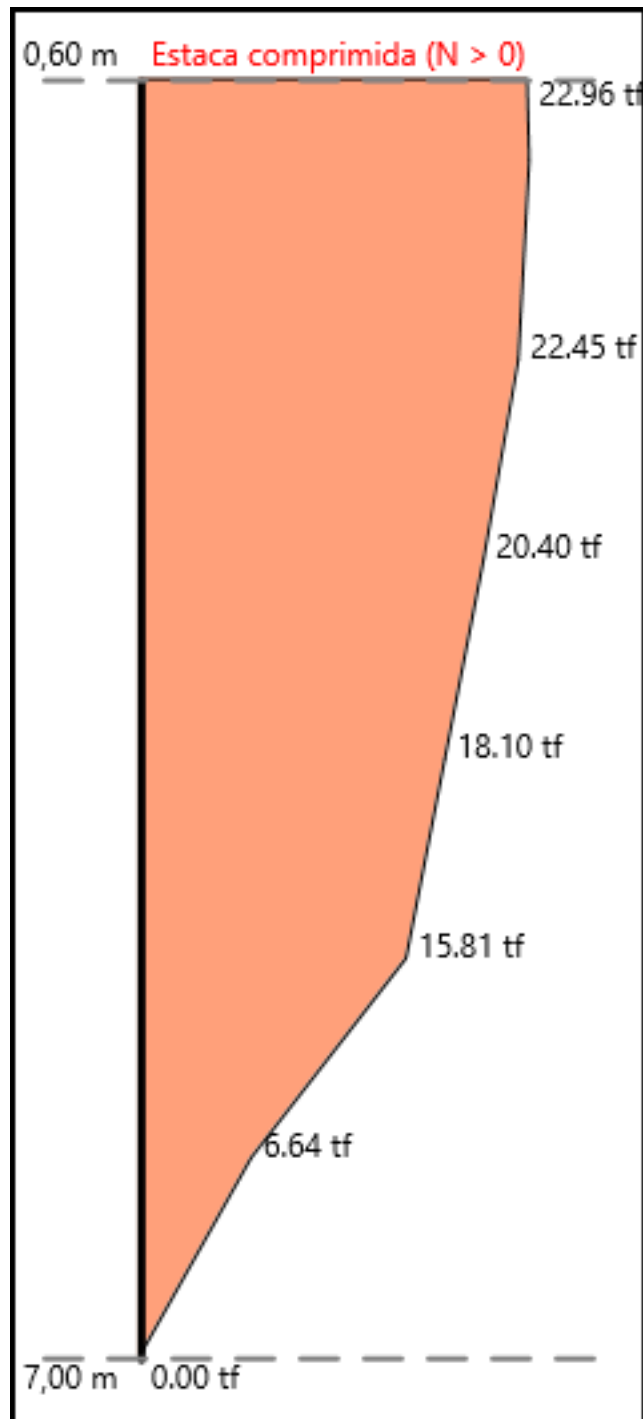


Diagrama do esforço normal característico (N_k) da estaca E1

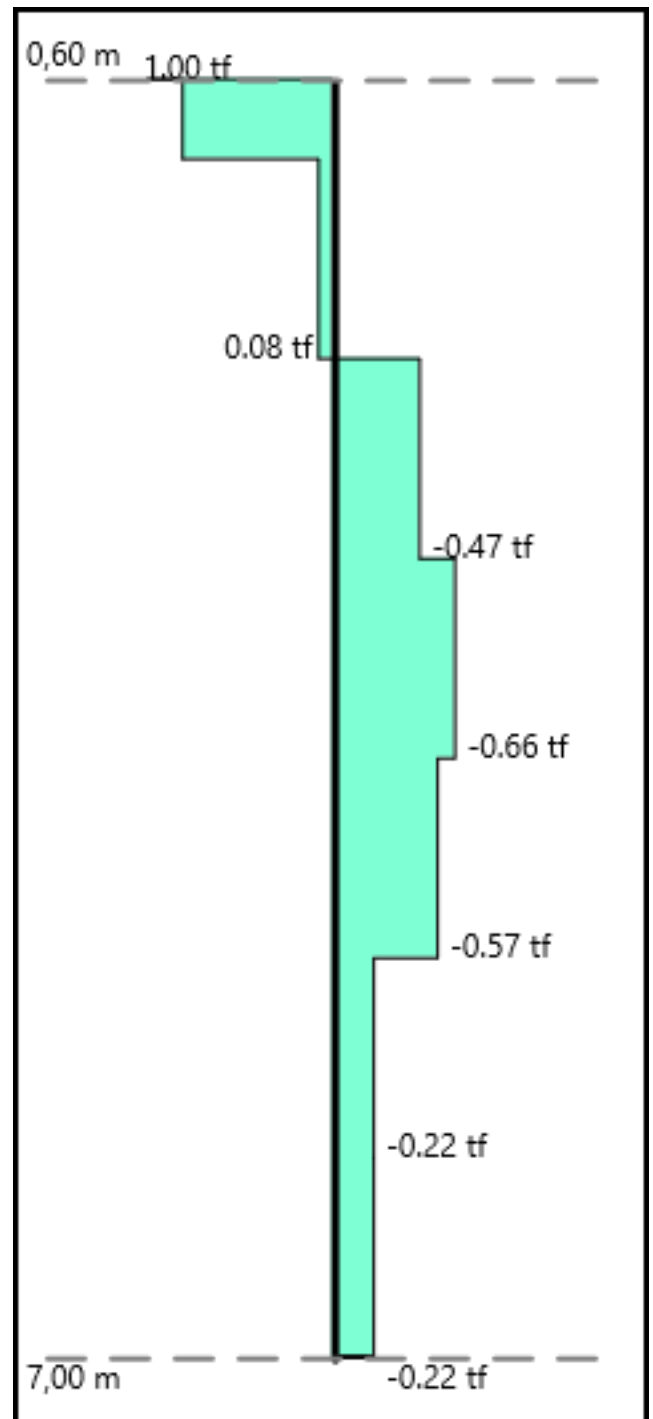


Diagrama do esforço cortante característico na direção B (V_k - Dir. B) da estaca E1

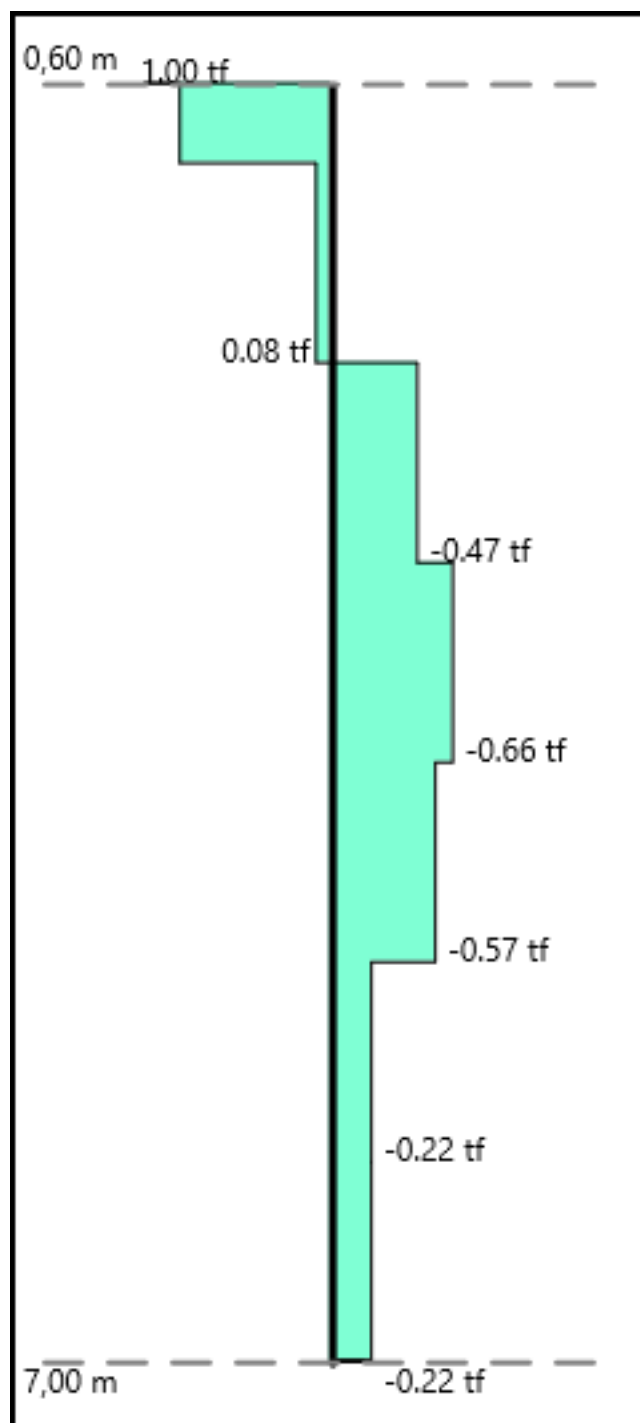


Diagrama do esforço cortante característico na direção H (V_k - Dir. H) da estaca E1

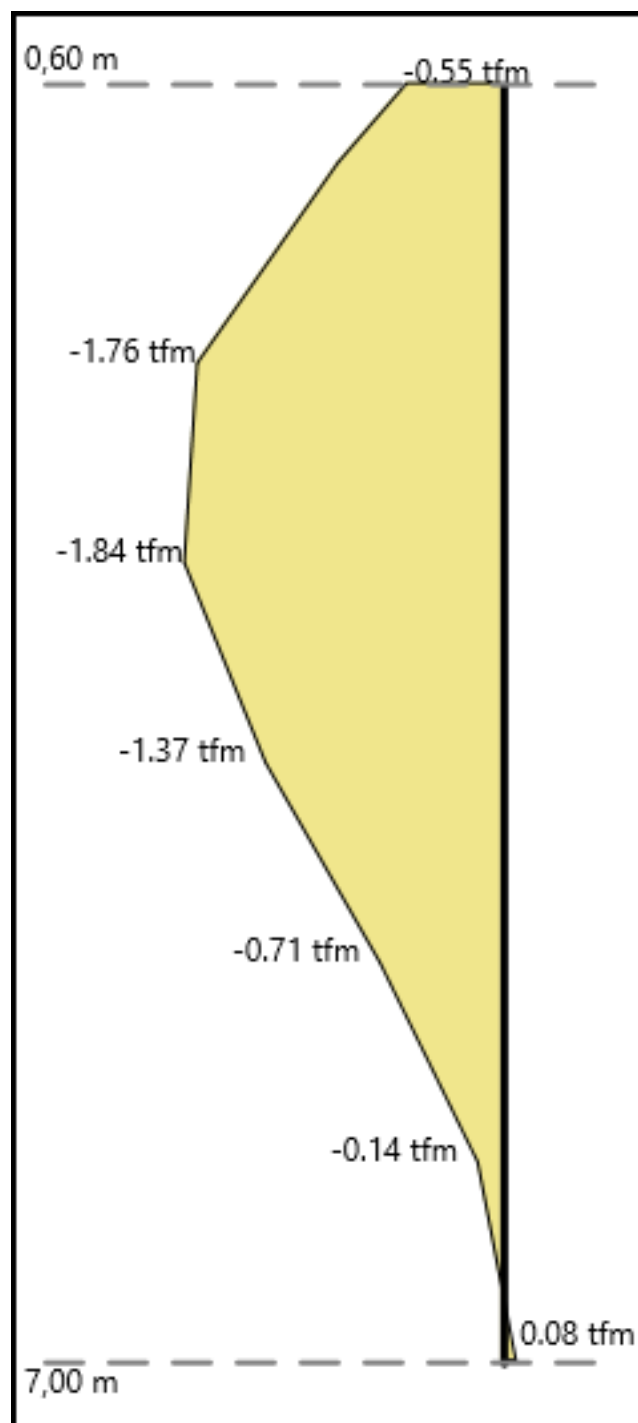


Diagrama do momento fletor característico na direção B (M_k - Dir. B) da estaca E1

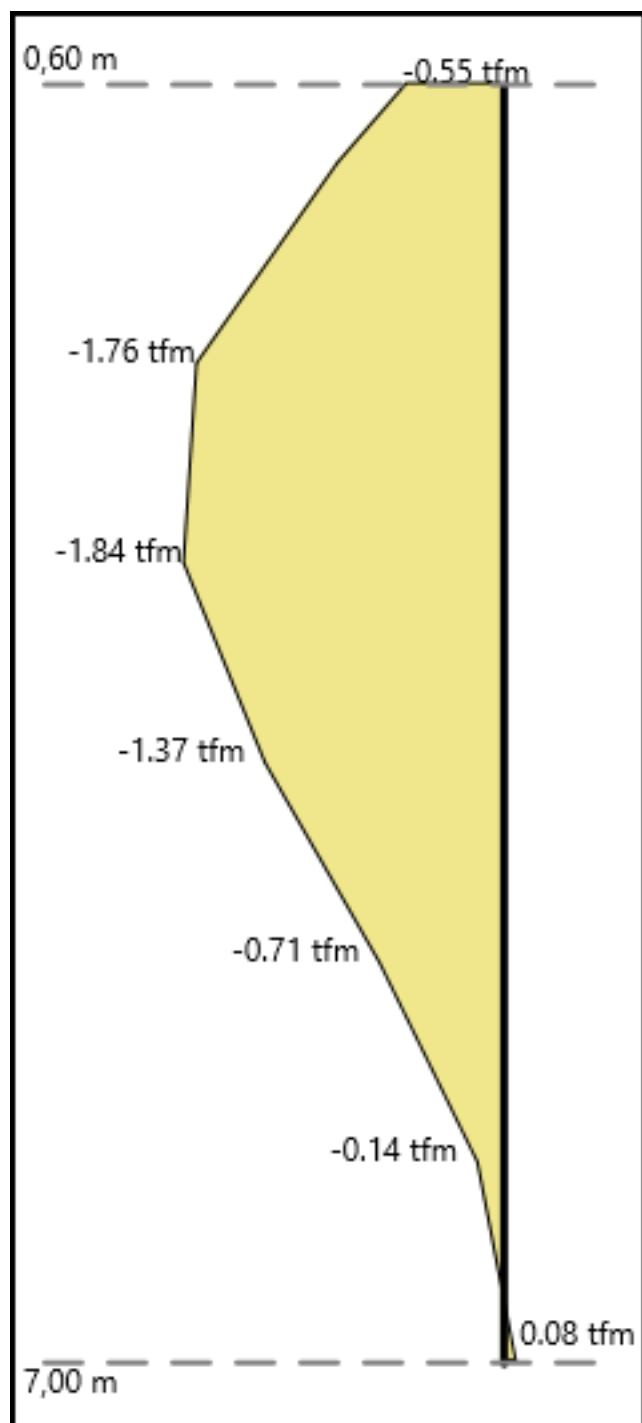


Diagrama do momento fletor característico na direção H (Mk - Dir. H) da estaca E1

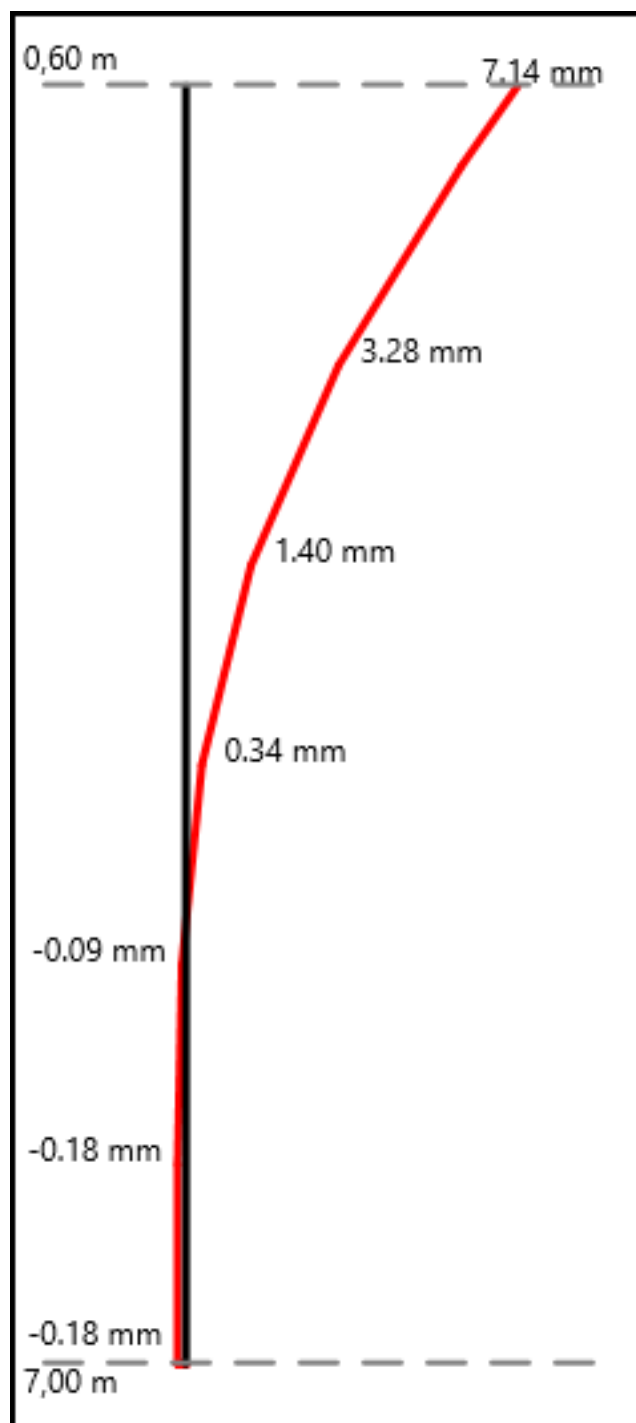


Diagrama dos deslocamentos horizontais na direção B da estaca E1

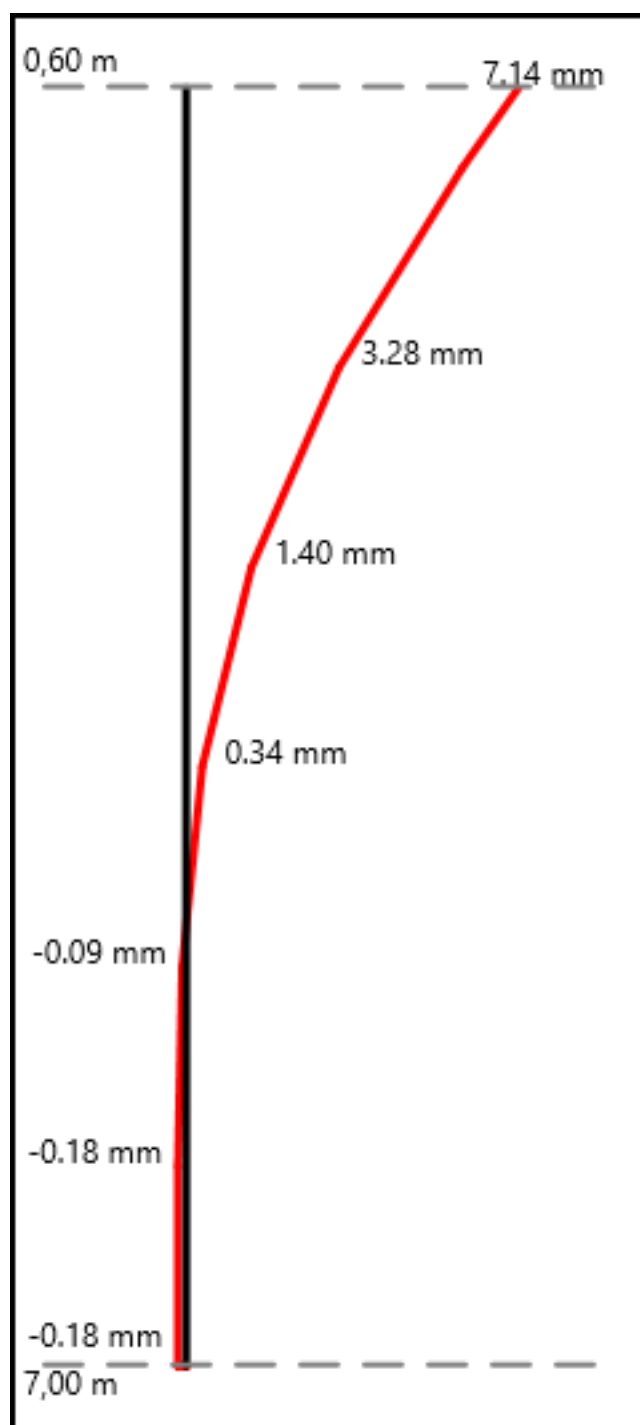


Diagrama dos deslocamentos horizontais na direção H da estaca E1

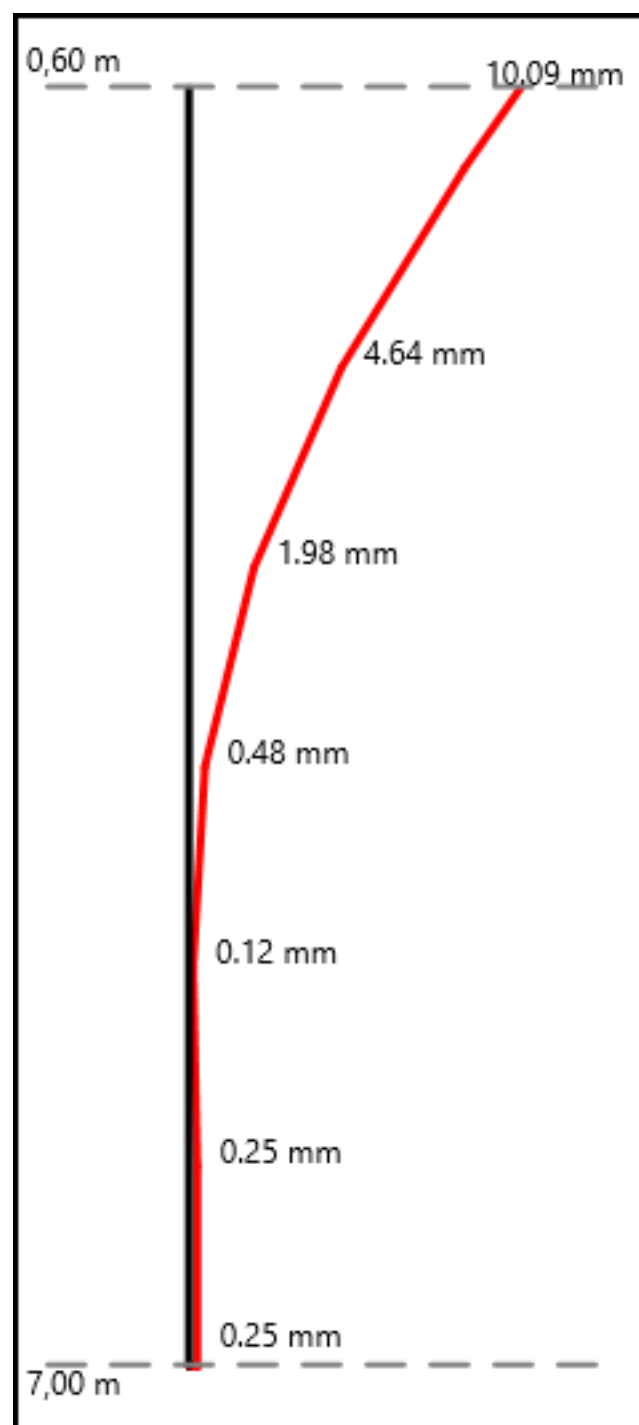


Diagrama dos deslocamentos horizontais resultantes da estaca E1

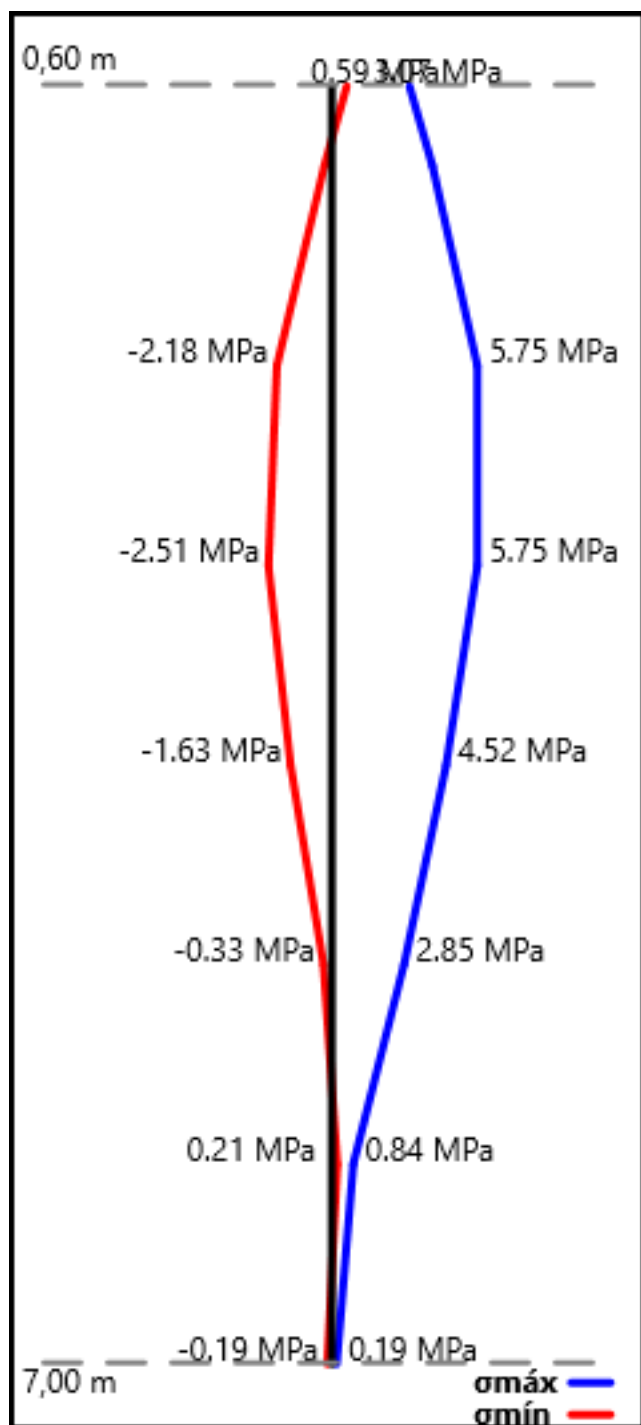


Diagrama das tensões da estaca E1

Verificação do deslocamento horizontal da estaca E1

O deslocamento horizontal máximo da estaca E1 é de 10.09mm, inferior ao deslocamento horizontal admissível (12.00mm).

Desse modo, a verificação do deslocamento horizontal da estaca E1 está atendida.

- Diagramas do Estado Limite Último:

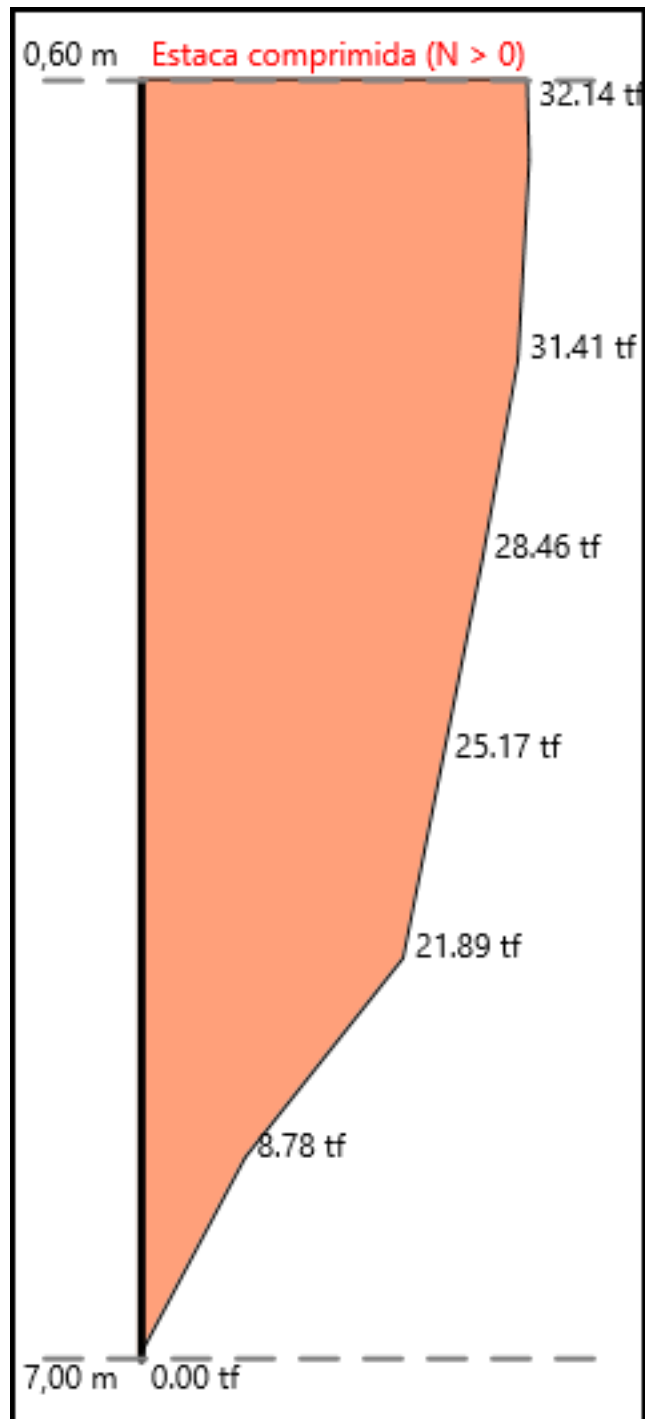


Diagrama do esforço normal de cálculo (N_d) da estaca E1

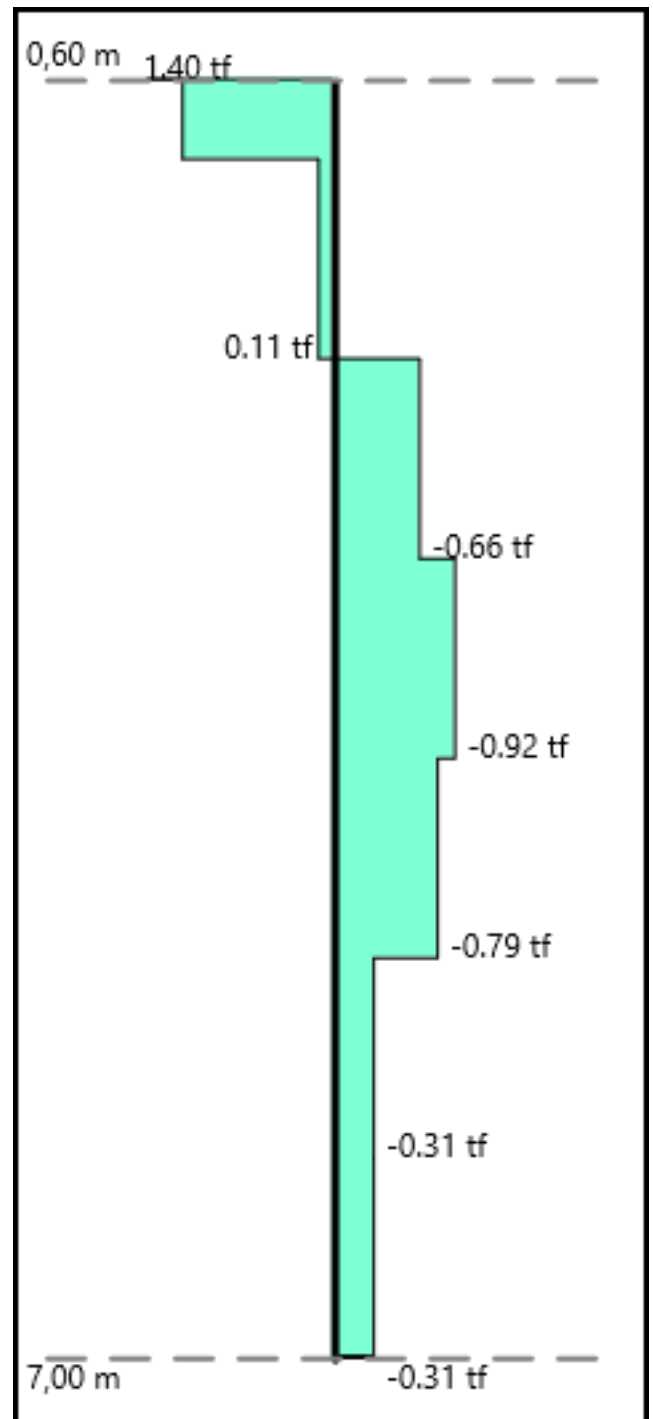


Diagrama do esforço cortante de cálculo na direção B (V_d - Dir. B) da estaca E1

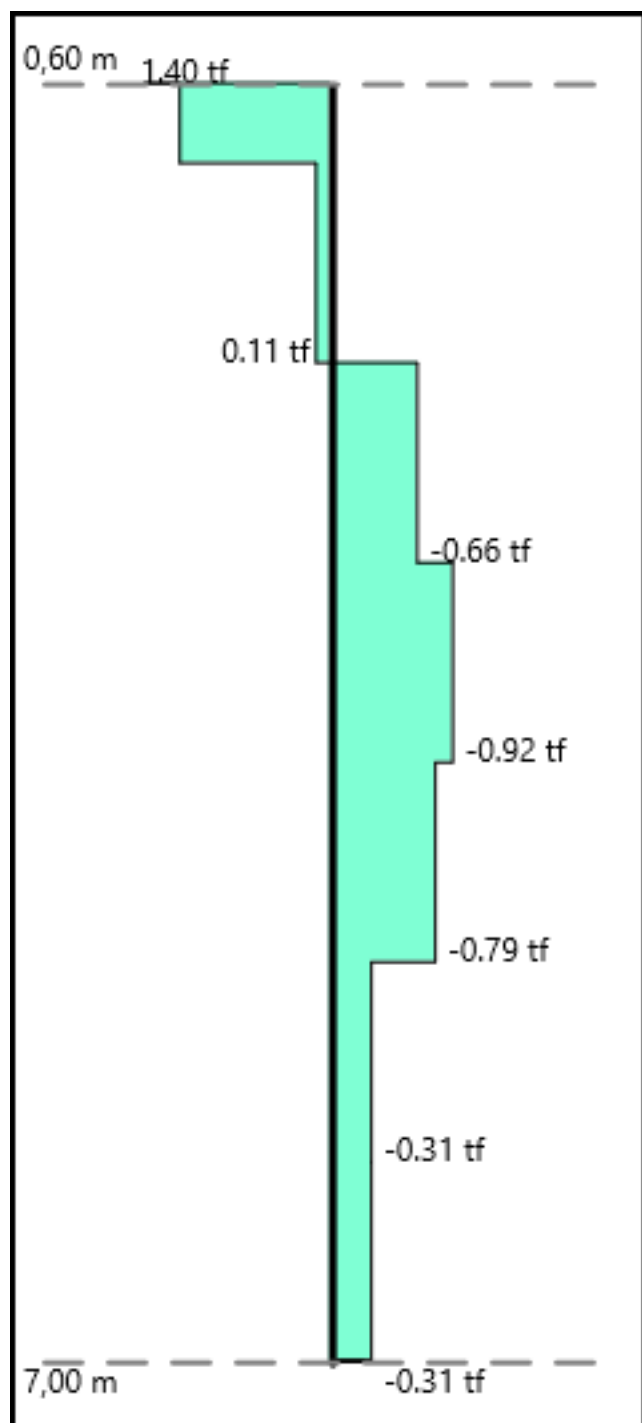


Diagrama do esforço cortante de cálculo na direção H (Vd - Dir. H) da estaca E1

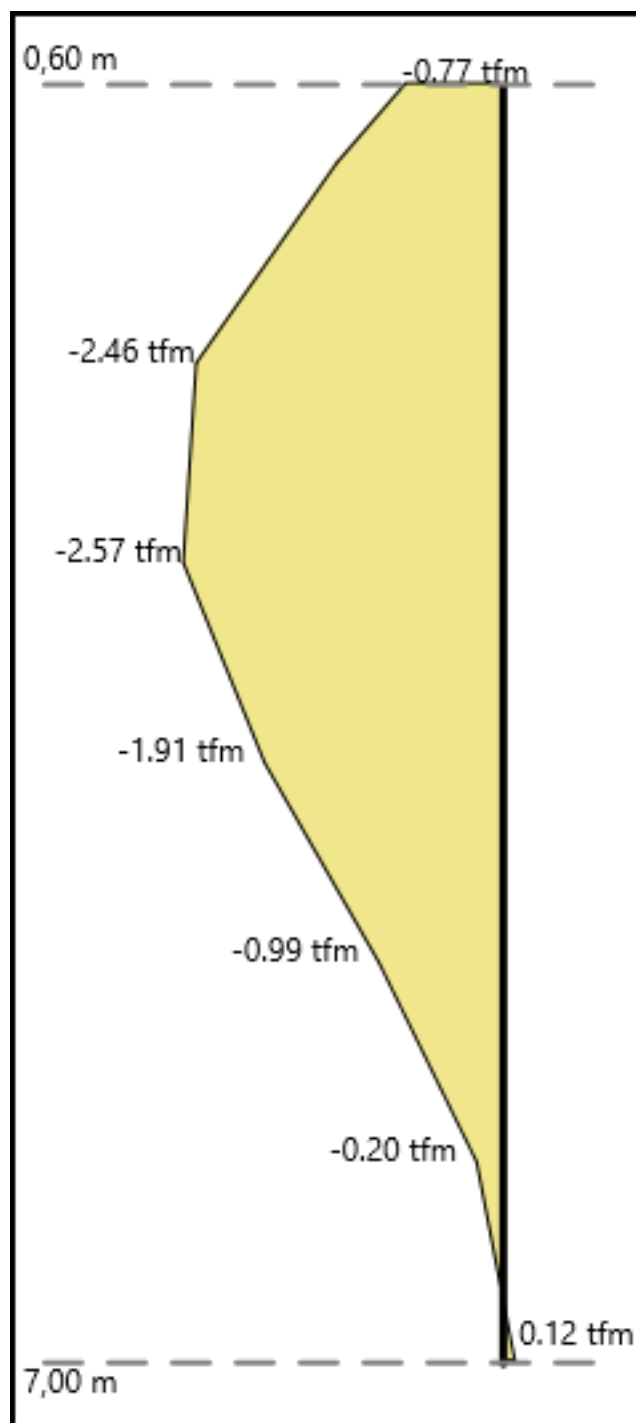


Diagrama do momento fletor de cálculo na direção B (Md - Dir. B) da estaca E1

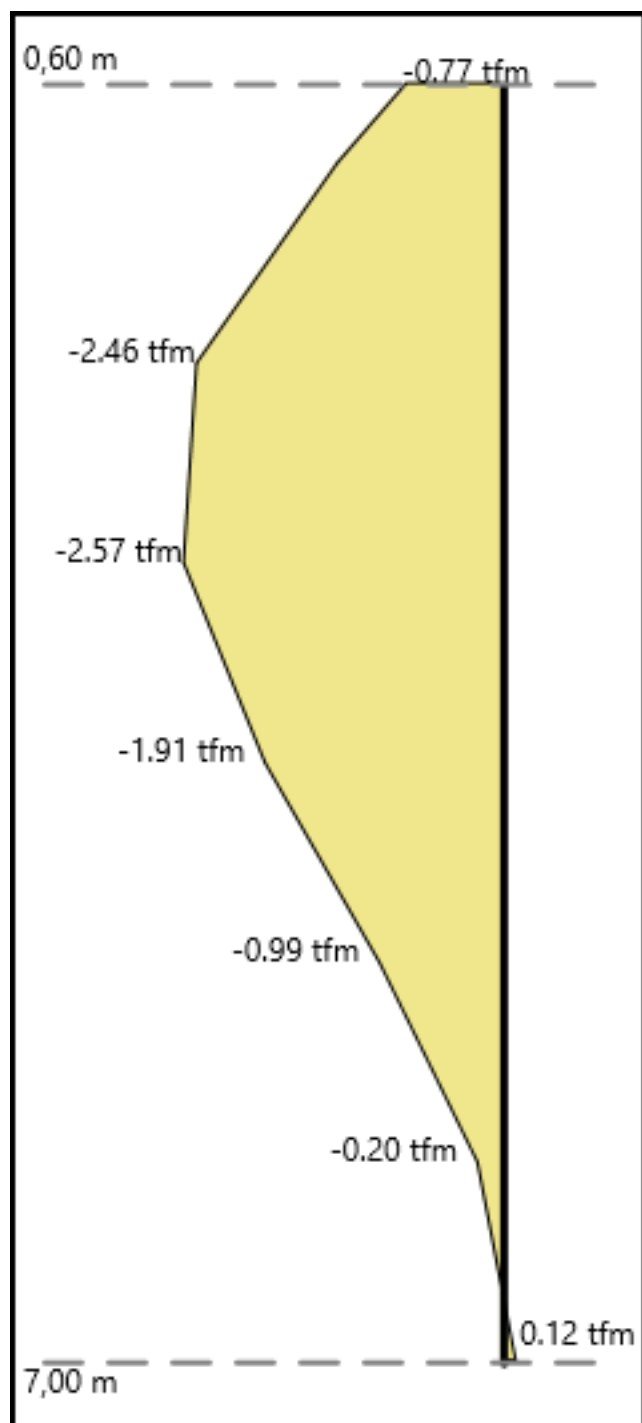


Diagrama do momento fletor de cálculo na direção H (Md - Dir. H) da estaca E1

7 - DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

7.1 - Parâmetros de cálculo

O material definido para a(s) estaca(s) é do tipo concreto com agregado de arenito.

O agregado utilizado tem dimensões máximas características estimadas em 19.00mm.

A(s) estaca(s) foram consideradas em ambiente com classe de agressividade ambiental II.

O cobrimento mínimo das armaduras da(s) estaca(s) foi definido igual a 3.00cm.

A resistência característica (fck) do material da estaca foi definida igual a 25.00MPa.

O módulo de elasticidade (Ecs) do material da estaca foi definido igual a 16905.00MPa.

Cálculo do Módulo de Elasticidade (Ecs) - item 8.2.8 da NBR6118:

$$E_{ci} = \alpha E * 5600 * f_{ck}^{1/2}$$

$$E_{ci} = 0.7 * 5600 * 25.00^{1/2} \text{ ----} > E_{ci} = 19600.00\text{MPa}$$

$$\alpha_{fal} = 0,8 + 0,2 * f_{ck}/80$$

$$\alpha_{fal} = 0,8 + 0,2 * 25.00/80 \text{ ----} > \alpha_{fal} = 0.862$$

$$E_{cs} = \alpha_{fal} * E_{ci}$$

$$E_{cs} = 0.862 * 19600.00 \text{ ----} > E_{cs} = 16905.00\text{MPa}$$

O minorador da resistência geotécnica das estacas (ygeo) para verificações no estado limite último (ELU) foi definido igual a 1.40.

O majorador das ações solicitantes características (yd), utilizado para obter as ações no ELU, foi definido igual a 1.40.

A verificação de fissuração da(s) estaca(s) foi efetuada de forma simplificada, procedendo ao dimensionamento das armaduras longitudinais da(s) estaca(s) considerando uma redução de 2mm no diâmetro das barras longitudinais, como espessura de sacrifício.

O minorador da resistência do material da estaca (concreto) utilizado nas verificações do estado limite último (ELU) - coeficiente yc - foi definido igual a 3.10.

A tensão de compressão admissível para dispensa de armadura longitudinal na(s) estaca(s) foi definida igual a 5.00MPa.

A tensão de tração admissível para dispensa de armadura longitudinal na(s) estaca(s) foi definida igual a 0.41MPa.

Cálculo da Tensão de Tração Admissível (TensTraAdm)

$$f_{ct_m} = 0.3 * f_{ck}^{2/3} \text{ (item 8.2.5 da NBR6118)}$$

$$f_{ct_m} = 0.3 * 25.00^{2/3} \text{ ----} > f_{ct_m} = 2.56\text{MPa}$$

$$f_{ctk_inf} = 0.7 * f_{ct_m} \text{ (item 8.2.5 da NBR6118)}$$

$$f_{ctk_inf} = 0.7 * 2.56 \text{ ----} > f_{ctk_inf} = 1.80\text{MPa}$$

$$TensTraAdm = f_{ctk_inf}/(y_c * y_d)$$

$$TensTraAdm = 1.80/(3.10*1.40) \text{ ----} > TensTraAdm = 0.41\text{MPa}$$

A armação da(s) estaca(s) foi definida com 6 barras longitudinais de 10.0 mm com estribos do tipo helicoidal de 6.3 mm espaçados a cada 15.0 cm.

7.2 - Verificação de Dimensionamento ao Esforço Normal

7.2.1 - Verificação à compressão

O esforço de compressão resistente de cálculo da(s) estaca(s) foi calculado conforme a equação abaixo:

$$Nrd_{comp} = Area_{estaca} * Tens_{conc} + Area_{aco} * (\varepsilon_{aco} * E_{aco} - Tens_{conc})$$

Areaestaca = área da estaca (1256.64 cm²)

Tensconc = Tensão no concreto (0,85 * fck/yc = 6.85 MPa)

Areaco = área de aço (4.71 cm²)

eaco = deformação do aço (2‰ - reta b dos Domínios no ELU - Figura 17.1 da NBR6118)

Eaco = módulo de elasticidade do aço (210000 MPa - item 8.3.5 da NBR6118)

Nrdcomp = esforço de compressão resistente de cálculo (105.61 tf)

Foi identificado o maior esforço de compressão de cálculo na estaca E1 e na profundidade de 1.00 m (Nsdcomp = 32.32 tf).

Desse modo, a verificação ao esforço de compressão está atendida.

7.3 - Verificação de Dimensionamento ao Esforço Cortante

7.3.1 - Verificação da necessidade de armadura transversal mínima

Segundo o item 17.4.1.1.2 da NBR6118 elementos lineares de fundação (como estacas) submetidos predominantemente à compressão podem ter dispensada a obrigatoriedade de armadura transversal mínima, desde que atendam simultaneamente às seguintes condições:

- em nenhum ponto deve ser ultrapassada a tensão de tração f_{ctk} (condição não atendida);

Tensão de tração máxima no ELU = 3.51 MPa

f_{ctk} (item 8.2.5 da NBR6118) = 1.80 MPa

- $V_{sd} \leq V_c$, sendo V_c definido conforme o item 17.4.1.1.2 da NBR6118 (condição atendida).

OBS: Condição verificada para todas as estacas e todas as profundidades

Logo, não atendidas ambas as condições acima há necessidade de adotar armadura transversal mínima nas estacas.

7.3.2 - Cálculo da armadura transversal mínima

A armadura transversal mínima das estacas foi calculada conforme a equação abaixo (item 17.4.1.1.1 da NBR6118):

$$A_{sw_{min}}/m = 0,2 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_w * 100cm$$

b_w = menor dimensão da seção da estaca (40.00 cm)

f_{ct_m} (item 8.2.5 da NBR6118) = $0.3 * 25.00^{2/3}$ ---- > $f_{ct_m} = 2.56 \text{ MPa}$

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

$A_{sw_{min}}/m$ = armadura transversal mínima por metro (4.10 cm^2/m)

7.3.3 - Verificação da Compressão Diagonal do Concreto

A força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto foi calculada conforme a equação abaixo (item 17.4.2.2 da NBR6118):

$V_{rd2} = 0,27 * \alpha_{V2} * f_{cd} * A_{area_cortante}$

$\alpha_{V2} = 1 - f_{ck}/250 = 1 - 25.00/250$ ----> $\alpha_{V2} = 0.90$

$f_{ctk_inf} = 0.7 * f_{ct_m}$ (item 8.2.5 da NBR6118)---- > $f_{ctk_inf} = 1.80 \text{ MPa}$

$f_{ctd} = f_{ctk_inf}/\gamma_c = 1.80/3.10$ ----> $f_{ctd} = 0.58 \text{ MPa}$

Direção B:

$A_{area_cortante} = 1256.64 \text{ cm}^2$

$V_{rd2}(\text{Direção B}) = 24.63 \text{ tf}$

Direção H:

$A_{area_cortante} = 1256.64 \text{ cm}^2$

$V_{rd2}(\text{Direção H}) = 24.63 \text{ tf}$

O maior esforço cortante de cálculo identificado na direção B da estaca é de 1.40 tf, menor que V_{rd2} (24.63 tf).

O maior esforço cortante de cálculo identificado na direção H da estaca é de 1.40 tf, menor que V_{rd2} (24.63 tf).

Desse modo, a verificação da compressão diagonal do concreto está atendida.

7.3.4 - Verificação da Armadura Transversal

A verificação efetuada considerou o modelo de cálculo I (item 17.4.2.2 da NBR6118), o qual admite diagonais de compressão inclinadas 45 graus com relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite que a parcela complementar (V_c) tenha valor constante, independente do esforço cortante solicitante de cálculo (V_{sd}).

A parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da analogia com modelo em treliça (V_c) foi calculada conforme as equações abaixo:

$V_c = 0$ nas estacas tracionadas quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexo-tração com a linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} * (1 + M_o/M_{sd,máx}) \leq 2 * V_{c0}$ na flexo-compressão.

$V_{c0} = 0,6 * f_{ctd} * Area_cortante$

A parcela de força resistida pela armadura transversal (V_{sw}) foi calculada conforme a equação abaixo:

$V_{sw} = |V_{sd}| - V_c$

A área da seção transversal dos estribos (A_{sw}) foi calculada conforme a equação abaixo:

$$A_{sw}/m = \frac{V_{sw}}{0,9 * d * f_{ywd}}$$

Direção B (Situação crítica):

Estaca = E1

Profundidade = 3.00 m

$V_{c0} = 4.37$ tf

$V_c = 6.79$ tf

$V_{sd} = -0.66$ tf

$V_{sw} = -6.14$ tf

$A_{sw} = -4.37$ cm²/m

Direção H (Situação crítica):

Estaca = E1

Profundidade = 3.00 m

$V_{c0} = 4.37$ tf

$V_c = 6.79$ tf

$V_{sd} = -0.66$ tf

$V_{sw} = -6.14$ tf

$A_{sw} = -4.37$ cm²/m

A armadura transversal da estaca pelos cálculos efetuados (considerando a armadura calculada em cada direção e a armadura mínima) deve ser de 4.10 cm²/m.

A armadura transversal efetiva (4.16 cm²/m) é maior que a armadura calculada (4.10 cm²/m), logo a verificação da armadura transversal é atendida.

7.4 - Verificação de Dimensionamento à Flexão Composta Oblíqua

A verificação foi efetuada por meio de processo computacional iterativo. Identificou-se que a situação crítica de dimensionamento ocorre na estaca E1 e na profundidade de 3.00 metros.

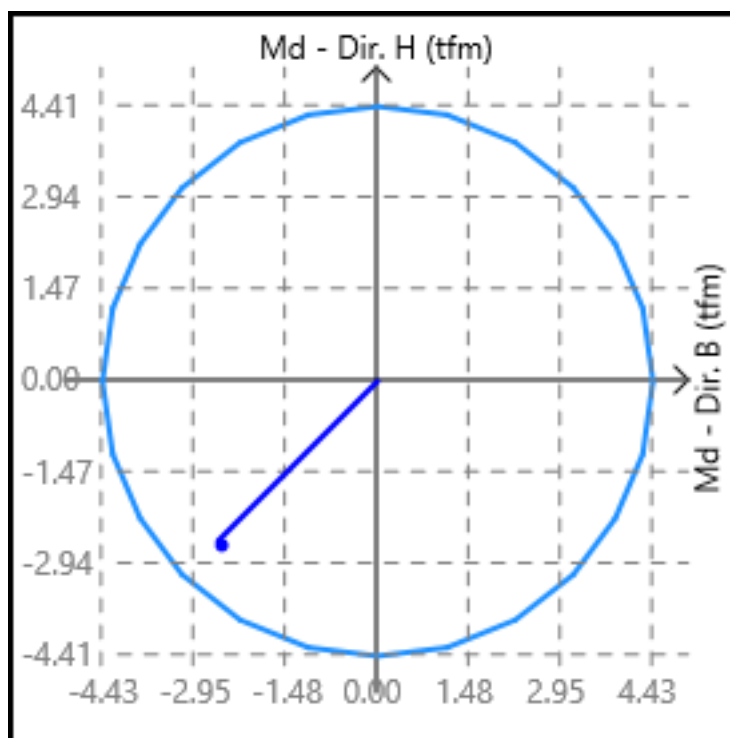
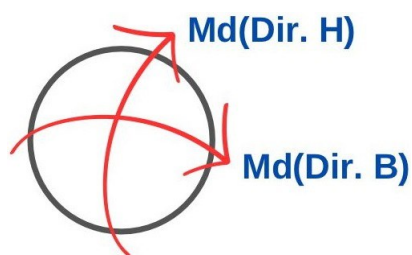
Situação crítica:

$N_d = 28.46 \text{ tf}$

$M_d(\text{Dir. B}) = -2.57 \text{ tfm}$

$M_d(\text{Dir. H}) = -2.57 \text{ tfm}$

Fator de Segurança = 1.22

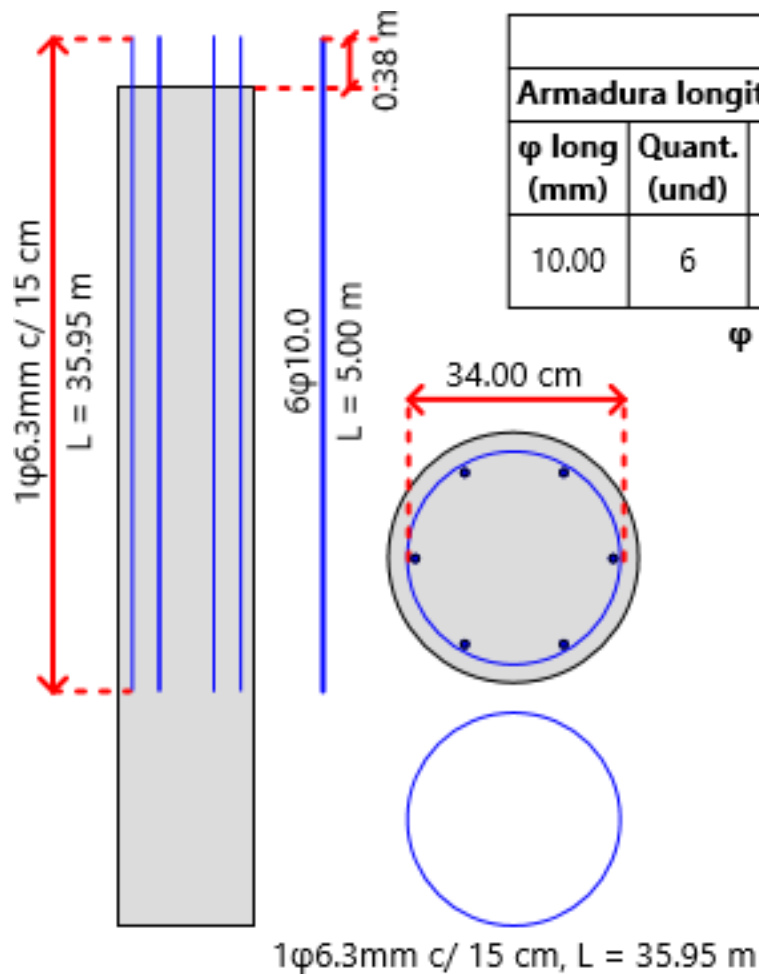


*Diagrama de interação (Flexão Composta Oblíqua)
da estaca E1 e Profundidade = 3.00 metros*

Desse modo, a verificação de dimensionamento à flexão composta oblíqua está atendida.

8 - DETALHAMENTO

Segue na imagem abaixo o detalhamento definido para a(s) estaca(s):



Armação por estaca						
Armadura longitudinal			Estribos			
φ long (mm)	Quant. (und)	L (m)	φ est (mm)	Quant. (und)	Seção (cm)	L (m)
10.00	6	5.00	6.30	1	φ34	35.95

φ long = bitola da armadura longitudinal

Quant. = quantidade de armadura

L = comprimento da armadura

φ est = bitola dos estribos

Resumo de materiais (1 estaca)

φ (mm)	L(m)	Peso(kg)
6.30	35.95	8.80
10.00	30.00	18.50
TOTAL		27.29

Vol concreto (fck25) = 0.88 m³

cobrimento = 3.00 cm

Maycon Henrique Moraes Rodrigues

Engº Civil - CREA 51648/MT – Departamento de Engenharia