

## ÍNDICE

1.- PISO 2 (0 - 3.12 M).....	2
2.- PISO 1 (-1.2 - 0 M).....	14
3.- FUNDAÇÃO.....	25

### Verificações do pilar P8

1.- PISO 2 (0 - 3.12 M)

O diagrama mostra um pilar quadrado com dimensões de 20x20 cm. A armadura é composta por quatro barras de aço (CA-50 e CA-60) dispostas em uma seção quadrada interna. O comprimento de flambagem é indicado como 3.12 m para o plano ZX e 3.12 m para o plano ZY. A taxa de armadura longitudinal é de 1.23 % e a taxa de armadura transversal é de 1eØ6.3.

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

### Dimensões mínimas

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

$$b_{\min} \geq 120 \text{ mm}$$

200.00 mm  $\geq$  120.00 mm ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm<sup>2</sup> (Artigo 13.2.3).

$$A_c \geq 360 \text{ cm}^2$$

$$400.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar,  $h$ , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão,  $b$  (Artigo 18.4.1).

$$h \leq 5 \cdot b$$

200 mm ≤ 1000 mm ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

h : 200.00 mm

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 200.00 mm

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)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$102 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$s_{\min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$S_{\min} : 20 \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$S_1$  : 20 mm

$$S_2 = \emptyset_{\max}$$

S<sub>2</sub> : 12.5 mm

$$s_3 = 1.2 \cdot d_q$$

$S_3$  : 18 mm

Sendo:

$\varnothing_{\max}$ : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

 $\varnothing_{\max} : 12.5 \text{ mm}$ 

$d_g$ : Tamanho máximo agregado.

$d_g$  : 15 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).

## Verificações do pilar P8

$$s \leq s_{\max}$$

$$115 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$s_{\max} : \underline{400} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$12.5 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$\varnothing_{\max} \leq 1/8 \cdot b$$

$$12.5 \text{ mm} \leq 25.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

### 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).

$$s \leq s_{\max}$$

$$150 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$s_{\max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_1 = 200 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{150} \text{ mm}$$

$$s_2 = b_{\min}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$s_2 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{150.0} \text{ mm}$$

Sendo:

$b_{\min}$ : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{200} \text{ mm}$$

$\varnothing_{\min}$ : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\min} : \underline{12.5} \text{ mm}$$

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).

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{\max}$$

$$6.3 \text{ mm} \geq 3.1 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$\varnothing_{\max}$ : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : \underline{12.5} \text{ mm}$$

## Verificações do pilar P8

### Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, 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):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$4.91 \text{ cm}^2 \leq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{16.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$4.91 \text{ cm}^2 \geq 0.13 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{4.91} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.13} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$N_d$ : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{3.920} \text{ t}$$

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

### Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.007} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd}$ : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.066} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.072} \text{ t}$$

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{0.040} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd}$ : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{0.066} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.072} \text{ t}$$

## Verificações do pilar P8

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

$$V_{Rd3} : \underline{2.470} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(-Y)".

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:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.929} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{157.45} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·V(-Y)".

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:

$$V_{Rd3} = V_c$$

$$V_{Rd3} : \underline{2.470} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{2.470} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{2.470} \text{ t}$$

Onde:

$f_{ctd}$ : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ct,m} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

## Verificações do pilar P8

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$b_w$  : 200.00 mm

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

$d$  : 157.45 mm

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd3} = V_c$$

$V_{Rd3}$  : 2.470 t

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$V_c$  : 2.470 t

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$V_{c0}$  : 2.470 t

Onde:

$f_{ctd}$ : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$f_{ctd}$  : 13.07 kgf/cm<sup>2</sup>

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$f_{ctk,inf}$  : 18.30 kgf/cm<sup>2</sup>

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$f_{ct,m}$  : 26.15 kgf/cm<sup>2</sup>

$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$f_{ck}$  : 254.84 kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$\gamma_c$  : 1.4

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$b_w$  : 200.00 mm

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

$d$  : 157.45 mm

**Estado limite de ruptura frente a solicitações normais** (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+0.7·Qa+1.4·V(-Y)".

Deve satisfazer:

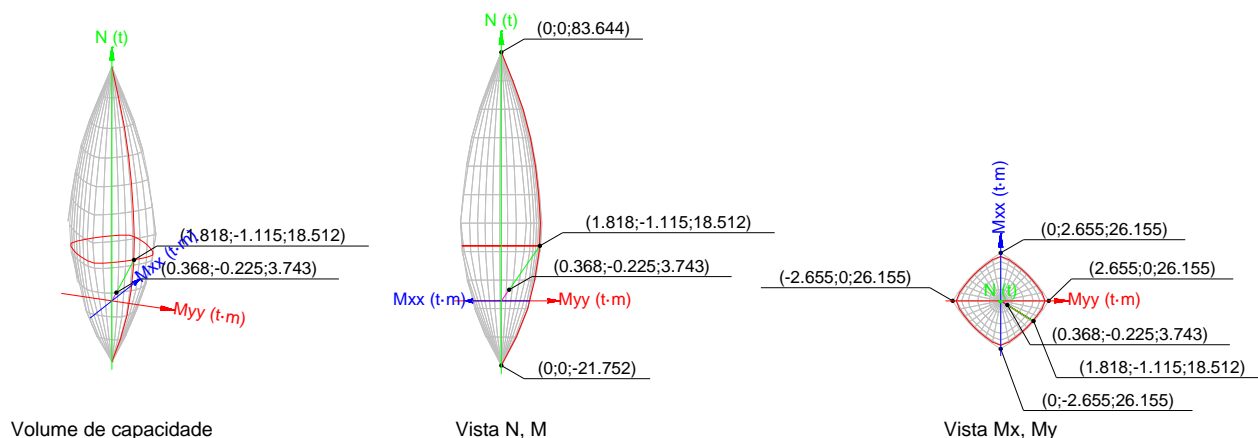
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$\eta_1$  : 0.140 ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{N_{Sd}^2 + M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$\eta_2$  : 0.202 ✓

## Verificações do pilar P8



### 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.

$$\begin{array}{rcl} N_{1d} & : & 3.743 \text{ t} \\ M_{1d,x} & : & -0.134 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} & : & 0.276 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  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

$$\begin{array}{rcl} N_{Rd} & : & 26.753 \text{ t} \\ M_{Rd,x} & : & -0.960 \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} & : & 1.976 \text{ t}\cdot\text{m} \end{array}$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

$e_e$ : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima  $e_a$  segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$e_{e,x} : 73.87 \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : -35.89 \text{ mm}$$

Neste caso, as excentricidades  $e_{0,x}$  e  $e_{0,y}$  são superiores à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0,03 \cdot h$$

$$e_a : 21.00 \text{ mm}$$

Sendo:

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : 200.00 \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : 73.87 \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : 0.276 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : 3.743 \text{ t}$$

## Verificações do pilar P8

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-35.89} \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.134} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{3.743} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade ( $h_2$ )

$N_{sd}, M_{sd}$  esforços atuantes de cálculo desfavoráveis, obtidos a partir dos esforços de primeira ordem incrementados para levar em conta os efeitos de segunda ordem, em função da esbeltez.

$N_{sd}$ : Esforço axial atuante de cálculo desfavorável.

$$N_{sd} : \underline{3.743} \text{ t}$$

$M_{sd}$ : Momento fletor solicitante de cálculo, desfavorável.

$$M_{sd,x} : \underline{-0.225} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd,y} : \underline{0.368} \text{ t} \cdot \text{m}$$

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

$N_{rd}$ : Esforço normal resistente.

$$N_{rd} : \underline{18.512} \text{ t}$$

$M_{rd}$ : Momento resistente

$$M_{rd,x} : \underline{-1.115} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd,y} : \underline{1.818} \text{ t} \cdot \text{m}$$

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é maior que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{54.04}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{3.120} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{3.120} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{2.720} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-35.89} \text{ mm}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

$$N_{sd} = N_{1d}$$

$$N_{sd} : \underline{3.743} \text{ t}$$

$$M_{sd} = N_{1d} \cdot e_{\text{tot}}$$

$$M_{sd} : \underline{-0.225} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:



## Verificações do pilar P8

$$e_{\text{tot}} = e_e + e_2$$

$$e_{\text{tot}} : \underline{\underline{-60.22}} \text{ mm}$$

Sendo:

$e_e$ : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima  $e_a$  segundo o ponto 15.8.2.

$$e_e : \underline{\underline{-35.89}} \text{ mm}$$

$e_2$ : Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2).

$$e_2 : \underline{\underline{-24.34}} \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

$$l_e : \underline{\underline{3.120}} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\underline{3.120}} \text{ m}$$

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{200.00}} \text{ mm}$$

$l$ : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{\underline{2.720}} \text{ m}$$

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$1/r : \underline{\underline{0.025}} \text{ m}$$

Sendo:

$$v = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{\underline{0.05}}$$

Onde:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\underline{400.00}} \text{ cm}^2$$

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

$$f_{cd} : \underline{\underline{182.03}} \text{ kgf/cm}^2$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem não podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é maior que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{\underline{54.04}}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{\underline{3.120}} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\underline{3.120}} \text{ m}$$

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\underline{200.00}} \text{ mm}$$

$l$ : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{\underline{2.720}} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\underline{400.00}} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{\underline{13333.33}} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{\underline{35.00}}$$

Onde:

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{\underline{73.87}} \text{ mm}$$

A verificação do estado limite de instabilidade realiza-se segundo os critérios do artigo 15.8.3.3.2, somando à excentricidade de primeira ordem uma excentricidade fictícia, que representa os efeitos de segunda ordem, como se detalha em seguida:

## Verificações do pilar P8

$$N_{Sd} = N_{1d}$$

$$N_{Sd} : \underline{\quad 3.743 \quad} \text{ t}$$

$$M_{Sd} = N_{1d} \cdot e_{tot}$$

$$M_{Sd} : \underline{\quad 0.368 \quad} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

$$e_{tot} = e_e + e_2$$

$$e_{tot} : \underline{\quad 98.20 \quad} \text{ mm}$$

Sendo:

$e_e$ : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima  $e_a$  segundo o ponto 15.8.2.

$$e_e : \underline{\quad 73.87 \quad} \text{ mm}$$

$e_2$ : Excentricidade para levar em conta os efeitos de segunda ordem (Artigo 15.8.3.3.2).

$$e_2 : \underline{\quad 24.34 \quad} \text{ mm}$$

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

Onde:

$$l_e = l_0 + h \leq l$$

$$l_e : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{\quad 3.120 \quad} \text{ m}$$

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{\quad 200.00 \quad} \text{ mm}$$

$l$ : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{\quad 2.720 \quad} \text{ m}$$

$$1/r = \frac{0.005}{h \cdot (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$1/r : \underline{\quad 0.025 \quad} \text{ m}$$

Sendo:

$$v = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

$$n : \underline{\quad 0.05 \quad}$$

Onde:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{\quad 400.00 \quad} \text{ cm}^2$$

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

$$f_{cd} : \underline{\quad 182.03 \quad} \text{ kgf/cm}^2$$

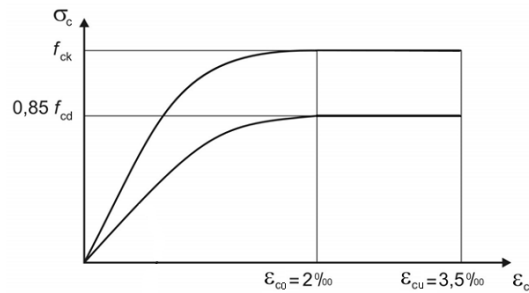
### Cálculo da capacidade resistente

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.
- (c) A deformação  $\epsilon_s$  das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo 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.

## Verificações do pilar P8



$\epsilon_{cu}$ : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

$\epsilon_{cd}$ : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

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

$$f_{cd} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

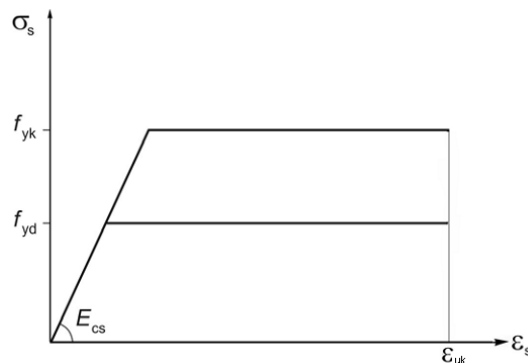
$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

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



$\epsilon_{uk}$ : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

$f_{yk}$ : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

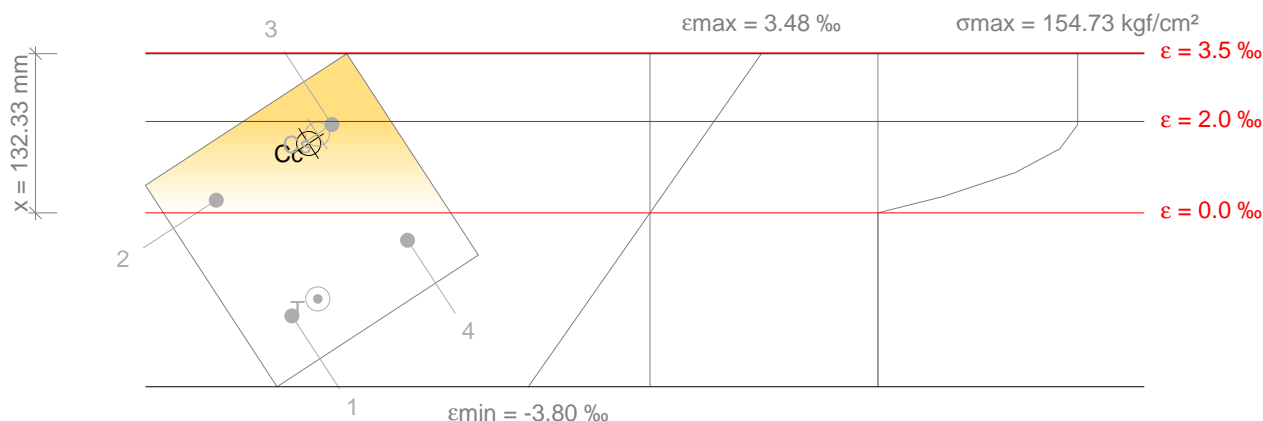
$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

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

## Verificações do pilar P8

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 <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12.5	-57.45	57.45	-4432.03	-0.002253
2	Ø12.5	57.45	57.45	+595.00	+0.000278
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+4136.86	+0.001933
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-1281.16	-0.000598

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	19.716	54.86	-32.62
C <sub>s</sub>	5.806	57.45	-43.00
T	7.010	-57.45	31.68

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{18.512} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-1.115} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{1.818} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{19.716} \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{5.806} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{7.010} \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{54.86} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-32.62} \text{ mm}$$

e<sub>cs</sub>: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-43.00} \text{ mm}$$

e<sub>T</sub>: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{31.68} \text{ mm}$$

e<sub>cmax</sub>: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e<sub>smax</sub>: Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0023}$$

σ<sub>cmax</sub>: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

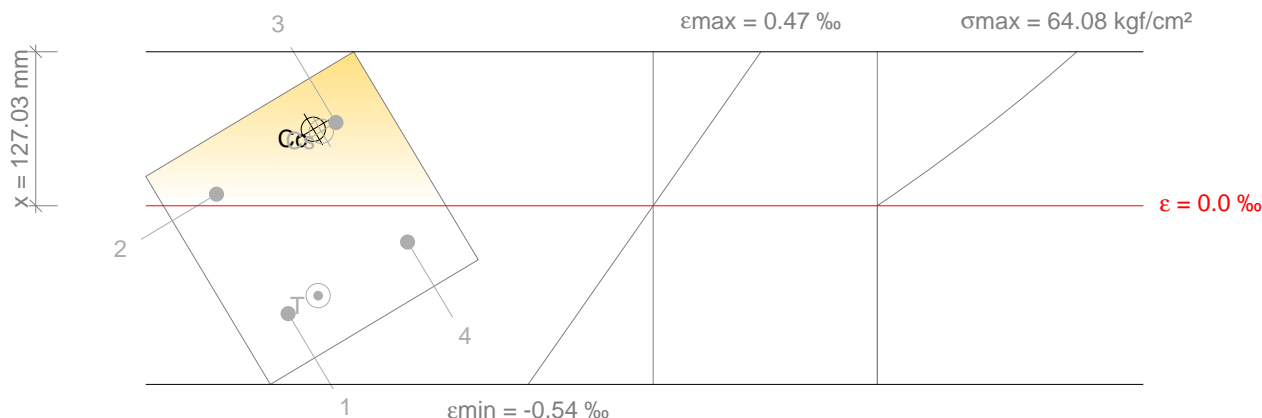
$$\sigma_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

σ<sub>smax</sub>: Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$\sigma_{smax} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

## Verificações do pilar P8

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



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$S_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø12.5	-57.45	57.45	-703.54	-0.000329
2	Ø12.5	57.45	57.45	+75.67	+0.000035
3	Ø12.5	57.45	-57.45	+542.87	+0.000254
4	Ø12.5	-57.45	-57.45	-236.34	-0.000110

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4.137	62.29	-38.56
Cs	0.759	57.45	-43.39
T	1.153	-57.45	28.56

$$N_{Sd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Sd} : \underline{3.743} \text{ t}$$

$$M_{Sd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Sd,x} : \underline{-0.225} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Sd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Sd,y} : \underline{0.368} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

$C_c$ : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{4.137} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{0.759} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{1.153} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{62.29} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-38.56} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{57.45} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-43.39} \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-57.45} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{28.56} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0005}$$

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

$$e_{smax} : \underline{0.0003}$$

$s_{cmax}$ : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

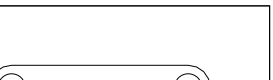
$$s_{cmax} : \underline{64.08} \text{ kgf/cm}^2$$

$s_{smax}$ : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$s_{smax} : \underline{703.54} \text{ kgf/cm}^2$$

### Verificações do pilar P8

2.- PISO 1 (-1.2 - 0 M)

Dados do pilar													
	Geometria												
	Dimensões : 20x20 cm												
	Tramo : -1.200/0.000 m												
	Altura livre : 0.80 m												
	Cobrimento : 3.0 cm												
	Tamanho máximo agregado : 15 mm												
	<table> <tr> <th> Materiais </th><th> Comprimento de flambagem </th></tr> <tr> <td>Concreto : C25, em geral</td><td>Plano ZX : 1.15 m</td></tr> <tr> <td>Aço : CA-50 e CA-60</td><td>Plano ZY : 1.15 m</td></tr> <tr> <th> Armadura longitudinal </th><th> Armadura transversal </th></tr> <tr> <td>Cantos : 4Ø16</td><td>Estribos : 1eØ10</td></tr> <tr> <td>Taxa : 2.01 %</td><td>Espacamento : 5 cm</td></tr> </table>	Materiais	Comprimento de flambagem	Concreto : C25, em geral	Plano ZX : 1.15 m	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m	Armadura longitudinal	Armadura transversal	Cantos : 4Ø16	Estribos : 1eØ10	Taxa : 2.01 %	Espacamento : 5 cm
Materiais	Comprimento de flambagem												
Concreto : C25, em geral	Plano ZX : 1.15 m												
Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m												
Armadura longitudinal	Armadura transversal												
Cantos : 4Ø16	Estribos : 1eØ10												
Taxa : 2.01 %	Espacamento : 5 cm												

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

### Dimensões mínimas

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

$$b_{\min} \geq 120 \text{ mm}$$

200.00 mm  $\geq$  120.00 mm ✓

Não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360.00 cm<sup>2</sup> (Artigo 13.2.3).

$$A_c \geq 360 \text{ cm}^2$$

$$400.00 \text{ cm}^2 \geq 360.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

A maior dimensão da seção do pilar,  $h$ , não deve ser maior que 5 vezes a menor dimensão,  $b$  (Artigo 18.4.1).

$$h \leq 5 \cdot b$$

200 mm ≤ 1000 mm ✓

Onde:

h: Maior dimensão da seção do pilar.

h : 200.00 mm

b: Menor dimensão da seção do pilar.

b : 200.00 mm

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)):

$$s_b \geq s_{\min}$$

$$88 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$s_{\min}$ : Valor máximo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$S_{\min} : 20 \text{ mm}$$

$$s_1 = 20 \text{ mm}$$

$S_1$  : 20 mm

$$S_2 = \emptyset_{\max}$$

S<sub>2</sub> : 16.0 mm

$$s_3 = 1.2 \cdot d_g$$

S<sub>3</sub> : 18 mm

Sendo:

$\varnothing_{\max}$ : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$\varnothing_{\max}$  : 16.0 mm

$d_g$ : Tamanho máximo agregado.

$d_g$  : 15 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).

## Verificações do pilar P8

$$s \leq s_{\max}$$

$$104 \text{ mm} \leq 400 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

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

$$s_{\max} : \underline{400} \text{ mm}$$

Sendo:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

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

$$\varnothing_{\min} \geq 10 \text{ mm}$$

$$16.0 \text{ mm} \geq 10.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

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

$$\varnothing_{\max} \leq 1/8 \cdot b$$

$$16.0 \text{ mm} \leq 25.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

b: Menor dimensão da seção do pilar.

$$b : \underline{200} \text{ mm}$$

### 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).

$$s \leq s_{\max}$$

$$50 \text{ mm} \leq 192 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$s_{\max}$ : Valor mínimo de  $s_1, s_2, s_3$ .

$$s_1 = 200 \text{ mm}$$

$$s_{\max} : \underline{192} \text{ mm}$$

$$s_2 = b_{\min}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_3 = 12 \cdot \varnothing_{\min}$$

$$s_2 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{192.0} \text{ mm}$$

Sendo:

$b_{\min}$ : Menor dimensão da seção do pilar.

$$b_{\min} : \underline{200} \text{ mm}$$

$\varnothing_{\min}$ : Diâmetro mínimo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\min} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

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).

$$\varnothing_t \geq 5 \text{ mm}$$

$$10.0 \text{ mm} \geq 5.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$\varnothing_t \geq 1/4 \cdot \varnothing_{\max}$$

$$10.0 \text{ mm} \geq 4.0 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Onde:

$\varnothing_{\max}$ : Diâmetro máximo das barras longitudinais.

$$\varnothing_{\max} : \underline{16.0} \text{ mm}$$

## Verificações do pilar P8

### Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, 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):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$8.04 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \leq A_{s,max}$$

$$8.04 \text{ cm}^2 \leq 16.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área da armadura longitudinal.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c$$

$$A_{s,max} : \underline{16.00} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

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

$$A_s \geq A_{s,min}$$

$$8.04 \text{ cm}^2 \geq 0.38 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Onde:

$A_s$ : Área total de armadura comprimida.

$$A_s : \underline{8.04} \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 0.15 \cdot N_d / f_{yd}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.38} \text{ cm}^2$$

Sendo:

$N_d$ : Esforço axial de compressão de cálculo.

$$N_d : \underline{11.192} \text{ t}$$

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

### Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.302} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd}$ : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{4.043} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.372} \text{ t}$$

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.447} \text{ t}$$

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

$$h : \underline{0.189} \quad \checkmark$$

Onde:



## Verificações do pilar P8

$V_{sd}$ : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{sd,x} : \underline{4.043} \text{ t}$$

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

$$V_{sd,y} : \underline{0.372} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vx} : \underline{21.432} \text{ t}$$

$$V_{Rd3,Vy} : \underline{23.817} \text{ t}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(+X)".

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:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.447} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{152.00} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.447} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil d.

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{152.00} \text{ mm}$$

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Inferior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(+X)".

Esforço cortante de ruptura por tração na alma.

Esforço Cortante na direção X:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

$$V_{Rd3} : \underline{21.432} \text{ t}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0}$$

$$V_c : \underline{2.385} \text{ t}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{c0} : \underline{2.385} \text{ t}$$

Onde:

$f_{ctd}$ : Resistência de cálculo à tração do concreto.

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

## Verificações do pilar P8

$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$g_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

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

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

Sendo:

$A_{sw}$ : Área da seção transversal dos estribos.

$s$ : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$f_{ywd}$ : Tensão na armadura transversal passiva.

$$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Onde:

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço.

$\alpha$ : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

Esforço Cortante na direção Y:

O esforço cortante de ruptura por tração na alma considerando a contribuição dos estribos obtém-se como:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_c = V_{c0} \cdot (1 + M_0 / M_{sd}) \leq 2 \cdot V_{c0}$$

Sendo:

$$V_{c0} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

Onde:

$f_{ctd}$ : Resistência de cálculo à tração do concreto.

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

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0.7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ct,m} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$g_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

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

$M_0$ : Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada por  $M_{sd}$ .

$M_{sd}$ : Momento fletor de cálculo.

$$V_{sw} = (A_{sw} / s) \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$$g_c : \underline{1.4}$$

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{152.00} \text{ mm}$$

$$V_{sw} : \underline{19.048} \text{ t}$$

$$A_{sw} : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$f_{ywd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$$\alpha : \underline{90.0} \text{ graus}$$

$$V_{Rd3} : \underline{23.817} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{4.769} \text{ t}$$

$$V_{c0} : \underline{2.385} \text{ t}$$

$$f_{ctd} : \underline{13.07} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctk,inf} : \underline{18.30} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ctm} : \underline{26.15} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$$g_c : \underline{1.4}$$

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$d : \underline{152.00} \text{ mm}$$

$$M_0 : \underline{-0.256} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} : \underline{-0.114} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$V_{sw} : \underline{19.048} \text{ t}$$

## Verificações do pilar P8

Sendo:

$A_{sw}$ : Área da seção transversal dos estribos.

$A_{sw}$  : 1.57 cm<sup>2</sup>

$s$ : Espaçamento entre elementos da armadura transversal.

$s$  : 50 mm

$f_{ywd}$ : Tensão na armadura transversal passiva.

$f_{ywd}$  : 4432.03 kgf/cm<sup>2</sup>

$$f_{ywd} = f_{yd} \leq 435 \text{ MPa}$$

Onde:

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço.

$f_{yd}$  : 4432.03 kgf/cm<sup>2</sup>

$\alpha$ : Ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural.

$\alpha$  : 90.0 graus

Diâmetro máximo da armadura transversal

O diâmetro dos reforços transversais não deve ser superior a 1/10 da largura da alma (Artigo 18.3.3.2).

$$\phi_t \leq \frac{1}{10} \cdot b_w$$

10.0 mm  $\leq$  20.0 mm ✓

Onde:

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$b_w$  : 200 mm

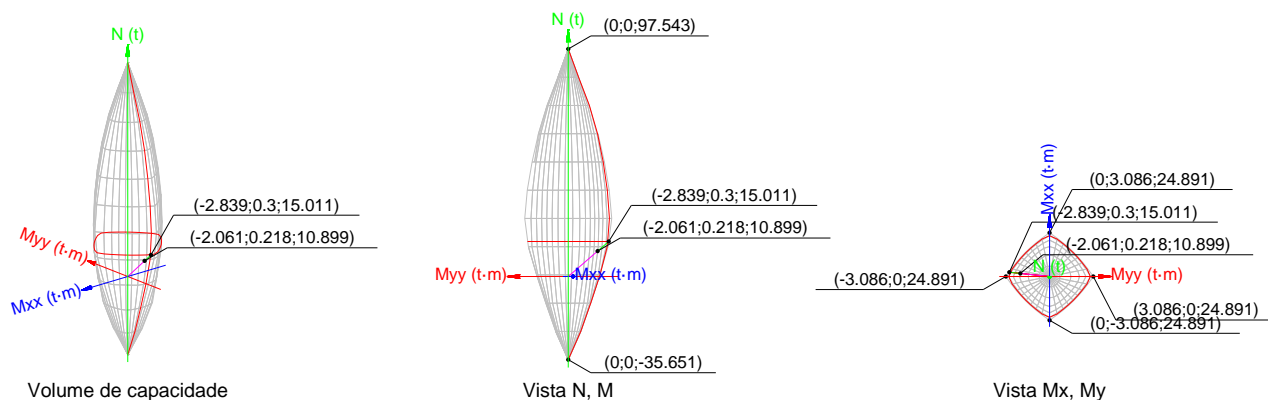
**Estado limite de ruptura frente a solicitações normais** (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

Os esforços de cálculo desfavoráveis são obtidos em 'Ext.Superior', para a combinação de hipóteses "1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(-Y)".

Deve satisfazer:

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

$\eta_l$  : 0.726 ✓



Verificação de resistência da seção ( $\eta_l$ )

$N_{1d}, M_{1d}$  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.

$N_{1d}$  : 10.899 t

$M_{1d}$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$M_{1d,x}$  : 0.218 t·m

$M_{1d,y}$  : -2.061 t·m

## Verificações do pilar P8

$N_{Rd}, M_{Rd}$  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

$$N_{Rd} : \underline{15.011} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{0.300} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-2.839} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

$e_e$ : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima  $e_a$  segundo o ponto 11.3.3.4.3.

$$e_{e,x} : \underline{-189.12} \text{ mm}$$

$$e_{e,y} : \underline{20.01} \text{ mm}$$

Neste caso, alguma das excentricidades  $e_{0,x}$ ,  $e_{0,y}$  é superior à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-189.12} \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-2.061} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{10.899} \text{ t}$$

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{20.01} \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{0.218} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{10.899} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é menor que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{19.92}$$

Onde:

## Verificações do pilar P8

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$l$ : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{20.01} \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é menor que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{19.92}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$l$ : Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$l_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-189.12} \text{ mm}$$

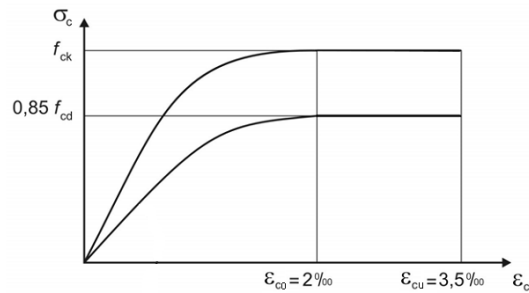
### Cálculo da capacidade resistente

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.
- (c) A deformação  $\epsilon_s$  das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo 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.

## Verificações do pilar P8



$\epsilon_{cu}$ : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{cu} : \underline{0.0035}$$

$\epsilon_{cd}$ : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$$\epsilon_{cd} : \underline{0.0020}$$

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

$$f_{cd} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

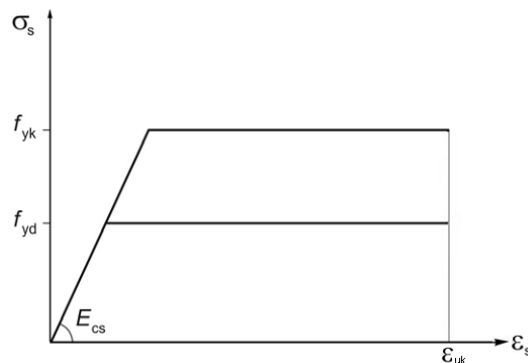
$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$$f_{ck} : \underline{254.84} \text{ kgf/cm}^2$$

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$$\gamma_c : \underline{1.4}$$

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



$\epsilon_{uk}$ : Deformação de ruptura do concreto em flexão.

$$\epsilon_{uk} : \underline{0.0200}$$

$f_{yd}$ : Resistência ao escoamento do aço.

$$f_{yd} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

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

Sendo:

$f_{yk}$ : Resistência característica do aço.

$$f_{yk} : \underline{5096.84} \text{ kgf/cm}^2$$

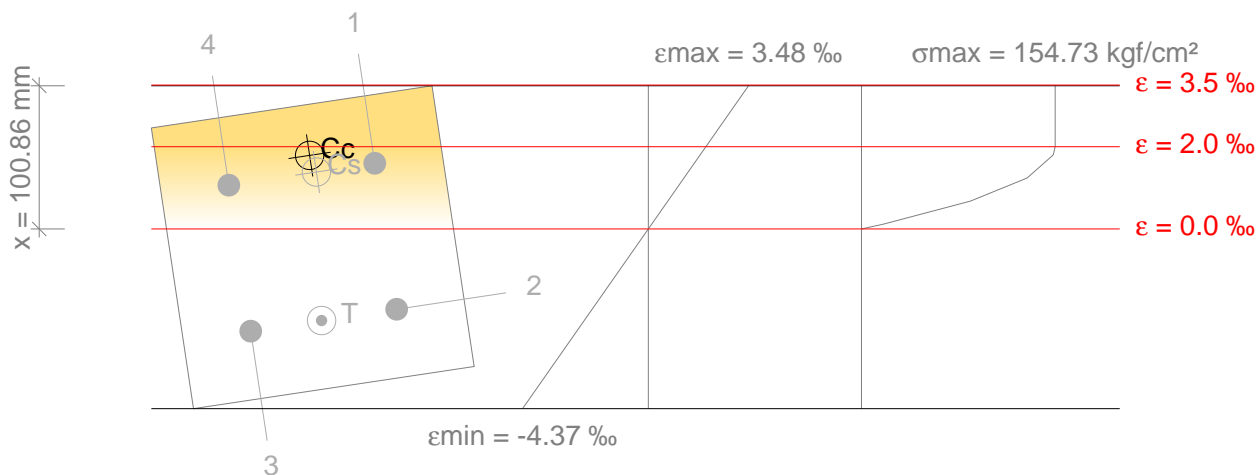
$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$$\gamma_s : \underline{1.15}$$

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

## Verificações do pilar P8

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 <sub>s</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-52.00	52.00	+3419.74	+0.001598
2	Ø16	52.00	52.00	-4181.72	-0.001953
3	Ø16	52.00	-52.00	-4432.03	-0.002487
4	Ø16	-52.00	-52.00	+2278.36	+0.001064

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
C <sub>c</sub>	20.874	-64.30	7.42
C <sub>s</sub>	11.459	-52.00	10.42
T	17.322	52.00	-1.51

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{15.011} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{0.300} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{-2.839} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

C<sub>c</sub>: Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{20.874} \text{ t}$$

C<sub>s</sub>: Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{11.459} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{17.322} \text{ t}$$

e<sub>cc</sub>: Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{-64.30} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{7.42} \text{ mm}$$

e<sub>cs</sub>: Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{-52.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{10.42} \text{ mm}$$

e<sub>T</sub>: Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{52.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-1.51} \text{ mm}$$

e<sub>cmax</sub>: Deformação na fibra de concreto mais comprimida.

$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

e<sub>smax</sub>: Deformação da barra de aço mais tracionada.

$$e_{smax} : \underline{0.0025}$$

S<sub>cmax</sub>: Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

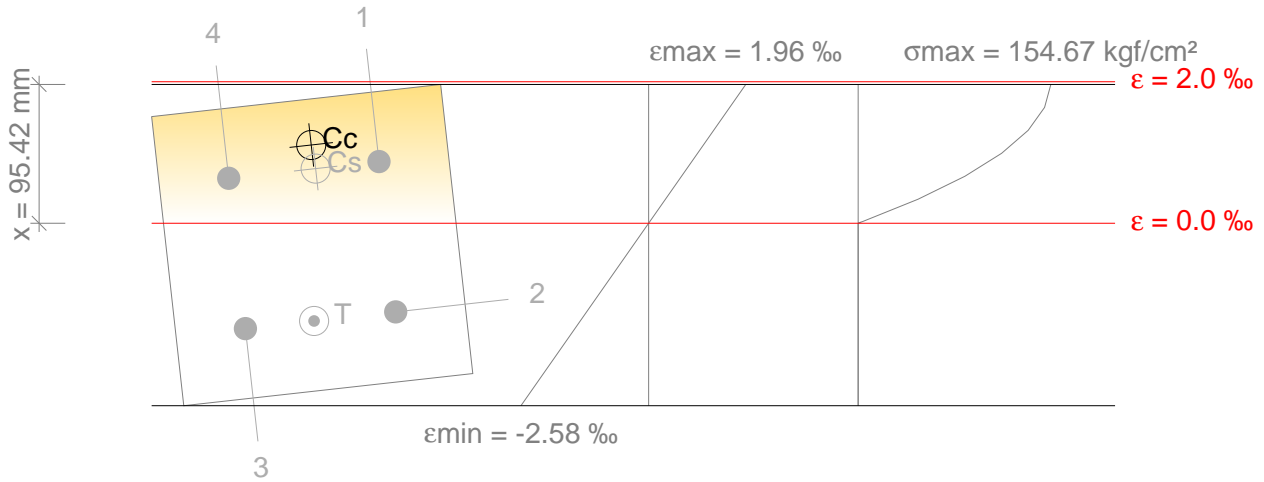
$$S_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

S<sub>smax</sub>: Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$S_{smax} : \underline{4432.03} \text{ kgf/cm}^2$$

## Verificações do pilar P8

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



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$S_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-52.00	52.00	+1866.22	+0.000872
2	Ø16	52.00	52.00	-2681.70	-0.001253
3	Ø16	52.00	-52.00	-3187.36	-0.001489
4	Ø16	-52.00	-52.00	+1360.57	+0.000636

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	16.213	-68.47	6.93
Cs	6.489	-52.00	8.15
T	11.803	52.00	-4.48

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

Onde:

$C_c$ : Resultante de compressões no concreto.

$C_s$ : Resultante de compressões no aço.

$T$ : Resultante de tração no aço.

$e_{cc}$ : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$e_{cs}$ : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$e_T$ : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

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

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

$S_{cmax}$ : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

$S_{smax}$ : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$N_{1d} : \underline{10.899} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} : \underline{0.218} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d,y} : \underline{-2.061} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$C_c : \underline{16.213} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{6.489} \text{ t}$$

$$T : \underline{11.803} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{-68.47} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{6.93} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{-52.00} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{8.15} \text{ mm}$$

$$e_{T,x} : \underline{52.00} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{-4.48} \text{ mm}$$

$$e_{cmax} : \underline{0.0020}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0015}$$

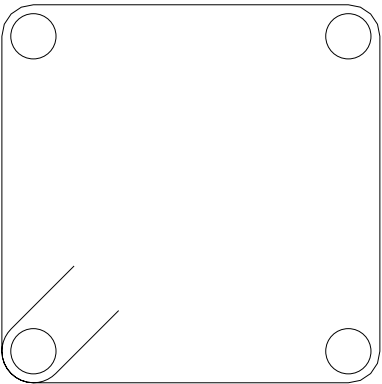
$$S_{cmax} : \underline{154.67} \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{3187.36} \text{ kgf/cm}^2$$



## Verificações do pilar P8

### 3.- FUNDAÇÃO

Dados do pilar		
	Geometria	
	Dimensões	: 20x20 cm
	Tramo	: -1.440/-1.200 m
	Altura livre	: 0.00 m
	Cobrimento	: 3.0 cm
	Tamanho máximo agregado	: 15 mm
	Materiais	Comprimento de flambagem
	Concreto : C25, em geral	Plano ZX : 1.15 m
	Aço : CA-50 e CA-60	Plano ZY : 1.15 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Cantos : 4Ø16	Estribos : 1eØ6.3
	Taxa : 2.01 %	

Disposições relativas às armaduras (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 13.2.3, 18.2.4 e 18.4)

A verificação não é necessária

Armadura mínima e máxima (ABNT NBR 6118:2014, Artigo 17.3.5.3)

A verificação não é necessária

## Verificações do pilar P8

**Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante** (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 17.4.1.1, 17.4.2.2 e 18.3.3.2)

Deve satisfazer:

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

$$h : \underline{0.295} \quad \checkmark$$

Onde:

$V_{Sd}$ : Esforço cortante efetivo de cálculo.

$$V_{Sd,x} : \underline{4.043} \text{ t}$$

$$V_{Sd,y} : \underline{0.372} \text{ t}$$

$$V_{Rd2} : \underline{13.774} \text{ t}$$

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

Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(+X).

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:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.774} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{155.70} \text{ mm}$$

Esforço Cortante na direção Y:

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

$$V_{Rd2} : \underline{13.774} \text{ t}$$

Onde:

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

$$\alpha_{v2} : \underline{0.90}$$

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

$$f_{cd} : \underline{182.03} \text{ kgf/cm}^2$$

$b_w$ : A menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil  $d$ .

$$b_w : \underline{200.00} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{155.70} \text{ mm}$$

**Estado limite de ruptura frente a solicitações normais** (ABNT NBR 6118:2014, Artigos 11.3.3.4.3, 15.8 e 17)

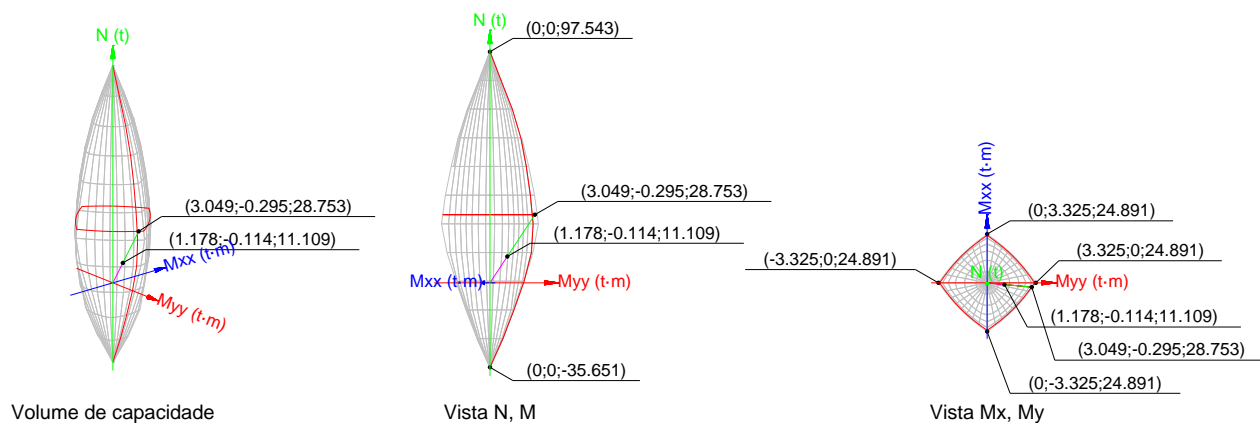
Os esforços solicitantes de cálculo desfavoráveis produzem-se para a combinação de ações 1.4·PP+1.4·CP+1.4·Qa+0.84·V(+X).

Deve satisfazer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{N_{1d}^2 + M_{1d,x}^2 + M_{1d,y}^2}{N_{Rd}^2 + M_{Rd,x}^2 + M_{Rd,y}^2}} \leq 1$$

$$h : \underline{0.386} \quad \checkmark$$

## Verificações do pilar P8



### 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.

$$\begin{aligned} N_{1d} &: \underline{11.109} \text{ t} \\ M_{1d,x} &: \underline{-0.114} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{1d,y} &: \underline{1.178} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$N_{Rd}, M_{Rd}$  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

$$\begin{aligned} N_{Rd} &: \underline{28.753} \text{ t} \\ M_{Rd,x} &: \underline{-0.295} \text{ t}\cdot\text{m} \\ M_{Rd,y} &: \underline{3.049} \text{ t}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Onde:

$$N_{1d} = N_d$$

$$M_{1d} = N_{1d} \cdot e_e$$

Sendo:

$e_e$ : Excentricidade de primeira ordem. Calcula-se levando em conta a excentricidade mínima  $e_a$  segundo o ponto 11.3.3.4.3.

Neste caso, alguma das excentricidades  $e_{0,x}$ ,  $e_{0,y}$  é superior à mínima.

$$e_{e,x} = e_{0,x}$$

$$e_{e,y} = e_{0,y}$$

Onde:

No eixo x:

$$e_a = 0,015 + 0,03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

$h$ : Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{106.03} \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{1.178} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{11.109} \text{ t}$$

## Verificações do pilar P8

No eixo y:

$$e_a = 0,015 + 0.03 \cdot h$$

$$e_a : \underline{21.00} \text{ mm}$$

Sendo:

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

$$e_1 = \frac{M_d}{N_d}$$

$$e_1 : \underline{-10.27} \text{ mm}$$

Onde:

$M_d$ : Momento de cálculo de primeira ordem.

$$M_d : \underline{-0.114} \text{ t.m}$$

$N_d$ : Esforço normal de cálculo.

$$N_d : \underline{11.109} \text{ t}$$

Verificação do estado limite de instabilidade

No eixo x:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é menor que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{19.92}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

$$e_1 : \underline{-10.27} \text{ mm}$$

No eixo y:

Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, já que a esbeltez mecânica do pilar  $\lambda$  é menor que a esbeltez limite inferior  $\lambda_1$  indicada em 15.8.2.

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e}{\sqrt{I_c / A_c}}$$

$$l : \underline{19.92}$$

Onde:

$$l_e = \text{MAX}(l + h, l_0)$$

$$l_e : \underline{1.150} \text{ m}$$

Sendo:

$l_0$ : Comprimento de flambagem.

$$l_0 : \underline{1.150} \text{ m}$$

h: Altura da seção no plano de flexão considerado.

$$h : \underline{200.00} \text{ mm}$$

l: Distância entre as faces internas dos elementos estruturais que vinculam o pilar.

$$l : \underline{0.800} \text{ m}$$

$A_c$ : Área total da seção de concreto.

$$A_c : \underline{400.00} \text{ cm}^2$$

$I_c$ : Inércia.

$$I_c : \underline{13333.33} \text{ cm}^4$$

$$\lambda_1 = 25 + 12.5 \cdot e_1 / h \geq 35$$

$$\lambda_1 : \underline{35.00}$$

Onde:

## Verificações do pilar P8

$e_1$ : Excentricidade relativa de primeira ordem.

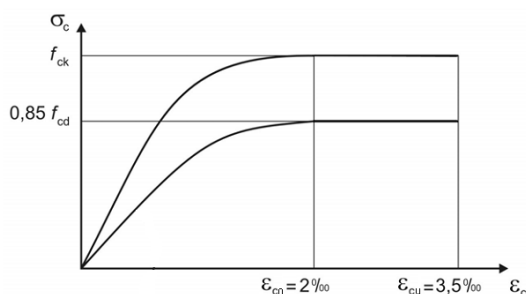
$e_1$  : 106.03 mm

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.
- (c) A deformação  $\epsilon_s$  das barras passivas aderentes deve ser o mesmo do concreto em seu entorno.
- (d) A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo 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

$e_{co}$ : Deformação de ruptura do concreto em compressão simples.

$e_{co}$  : 0.0020

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

$f_{cd}$  : 154.73 kgf/cm<sup>2</sup>

$$f_{cd} = 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Sendo:

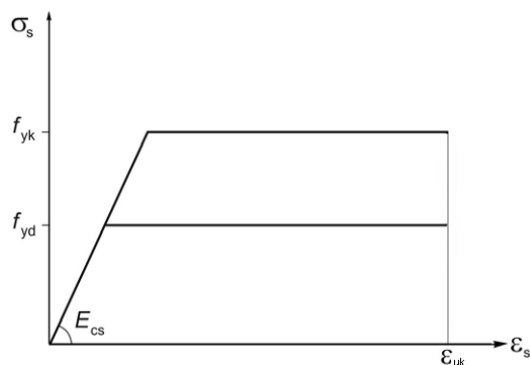
$f_{ck}$ : Resistência característica à compressão do concreto.

$f_{ck}$  : 254.84 kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma_c$ : Coeficiente parcial de segurança para o concreto.

$\gamma_c$  : 1.4

- (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.

$f_{yd}$  : 4432.03 kgf/cm<sup>2</sup>

## Verificações do pilar P8

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

Sendo:

$f_{yk}$ : Resistência característica do aço.

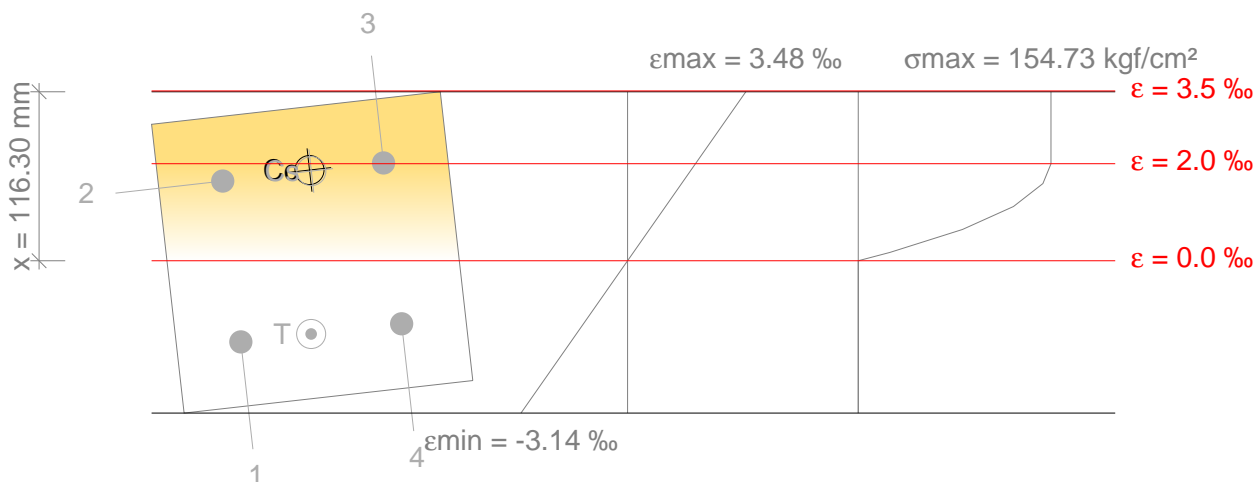
$f_{yk}$  : 5096.84 kgf/cm<sup>2</sup>

$\gamma_s$ : Coeficiente parcial de segurança para o aço.

$\gamma_s$  : 1.15

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

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)	$S_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-55.70	55.70	-3580.29	-0.001673
2	Ø16	55.70	55.70	+3515.82	+0.001642
3	Ø16	55.70	-55.70	+4315.15	+0.002016
4	Ø16	-55.70	-55.70	-2780.97	-0.001299

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	25.797	56.56	-4.50
Cs	15.748	55.70	-5.69
T	12.792	-55.70	7.00

$$N_{Rd} = C_c + C_s - T$$

$$N_{Rd} : \underline{28.753} \text{ t}$$

$$M_{Rd,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{Rd,x} : \underline{-0.295} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{Rd,y} : \underline{3.049} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

$C_c$ : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{25.797} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{15.748} \text{ t}$$

T: Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{12.792} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{56.56} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-4.50} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{55.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-5.69} \text{ mm}$$

## Verificações do pilar P8

$e_T$ : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

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

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

$S_{cmax}$ : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

$S_{smax}$ : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$$e_{T,x} : \underline{-55.70} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{7.00} \text{ mm}$$

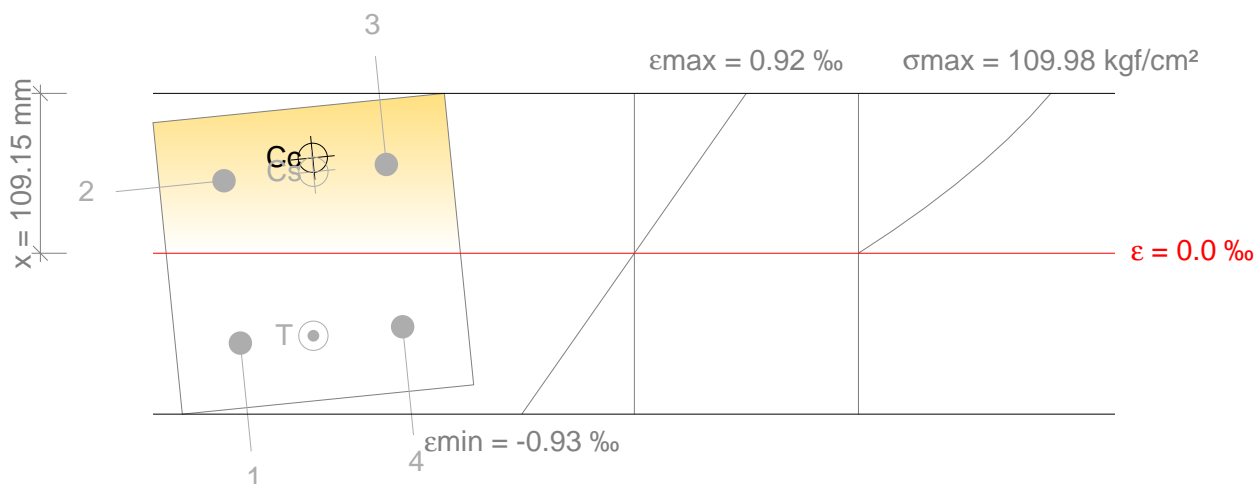
$$e_{cmax} : \underline{0.0035}$$

$$e_{smax} : \underline{0.0017}$$

$$S_{cmax} : \underline{154.73} \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_{smax} : \underline{3580.29} \text{ kgf/cm}^2$$

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



Barra	Designação	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	$S_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	e
1	Ø16	-55.70	55.70	-1112.29	-0.000520
2	Ø16	55.70	55.70	+897.35	+0.000419
3	Ø16	55.70	-55.70	+1099.47	+0.000514
4	Ø16	-55.70	-55.70	-910.17	-0.000425

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	11.160	65.20	-6.16
Cs	4.016	55.70	-5.64
T	4.067	-55.70	5.57

$$N_{1d} = C_c + C_s - T$$

$$N_{1d} : \underline{11.109} \text{ t}$$

$$M_{1d,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} + T \cdot e_{T,y}$$

$$M_{1d,x} : \underline{-0.114} \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{1d,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} + T \cdot e_{T,x}$$

$$M_{1d,y} : \underline{1.178} \text{ t} \cdot \text{m}$$

Onde:

$C_c$ : Resultante de compressões no concreto.

$$C_c : \underline{11.160} \text{ t}$$

$C_s$ : Resultante de compressões no aço.

$$C_s : \underline{4.016} \text{ t}$$

$T$ : Resultante de tração no aço.

$$T : \underline{4.067} \text{ t}$$

$e_{cc}$ : Excentricidade da resultante de compressão no concreto na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cc,x} : \underline{65.20} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-6.16} \text{ mm}$$

$e_{cs}$ : Excentricidade da resultante de compressão no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{cs,x} : \underline{55.70} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-5.64} \text{ mm}$$

$e_T$ : Excentricidade da resultante de tração no aço na direção dos eixos X e Y.

$$e_{T,x} : \underline{-55.70} \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : \underline{5.57} \text{ mm}$$

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

$$e_{cmax} : \underline{0.0009}$$

## Verificações do pilar P8

$\epsilon_{smax}$ : Deformação da barra de aço mais tracionada.

$S_{cmax}$ : Tensão na fibra de concreto mais comprimida.

$S_{smax}$ : Tensão da barra de aço mais tracionada.

$\epsilon_{smax}$  : 0.0005

$S_{cmax}$  : 109.98 kgf/cm<sup>2</sup>

$S_{smax}$  : 1112.29 kgf/cm<sup>2</sup>