

Projeto de Concreto



Equipe 2:

Luis Gabriel Gonçalves Coimbra
Rodrigo Leite Gabilan

1 Detalhamento das vigas	6
1.1 Informações em comum.....	6
1.1.1 Módulo de elasticidade secante do concreto	6
1.1.2 Relação entre módulo de elasticidade do aço e do concreto	6
1.1.3 Resistência média à tração do concreto	6
1.1.4 Resistência à tração direta do concreto.....	6
1.1.5 Resistência de aderência de cálculo.....	6
1.2 Viga 70.....	7
1.2.1 Esforços de projeto	7
1.2.2 Diagrama de momento fletor de projeto.....	7
1.2.3 Diagrama de cortante de projeto.....	8
1.2.4 Verificação de flecha	8
1.2.1.1 Momento de Inércia da seção bruta.....	8
1.2.1.2 Momento de fissuração.....	8
1.2.1.3 Momento de inércia no estádio 2.....	8
1.2.1.3.1 Linha neutra no estádio 2.....	8
1.2.1.3.2 Linha neutra no estádio 2.....	9
1.2.1.3.3 Momento de inércia no estádio 2	9
1.2.1.4 Momento de Inércia a ser usado	9
1.2.1.5 Flecha imediata.....	9
1.2.1.6 Flecha total	10
1.2.1.7 Verificação	10
1.2.5 Estado limite de fissuração	10
1.2.6 Vistas transversais.....	12
1.2.7 Vista Longitudinal.....	14
1.2.7.1 Comprimento de ancoragem.....	14
1.2.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)	14
1.2.7.1.2 Situação de má aderência (momento negativo)	14
1.2.7.2 Decalagem	14
1.2.7.3 Área mínima até o apoio	15
1.2.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda	15
1.2.7.3.2 Área mínima no apoio da direita.....	15
1.2.7.4 Retirada de barras	15
1.2.7.5 Diagrama de momento fletor decalado com as barras	16
1.2.7.6 Vista longitudinal	16
1.3 Viga 47.....	17
1.3.1 Esforços de projeto	17
1.3.2 Diagrama de momento fletor de projeto.....	17
1.3.3 Diagrama de cortante de projeto.....	17
1.3.4 Verificação de flecha	18
1.3.1.1 Momento de Inércia da seção bruta.....	18
1.3.1.2 Momento de fissuração.....	18
1.3.1.3 Momento de inércia no estádio 2.....	18
1.3.1.4 Momento de Inércia a ser usado	18
1.3.1.5 Flecha imediata.....	18
1.3.1.6 Flecha total	19
1.3.1.7 Verificação	19
1.3.5 Estado limite de fissuração	20
1.3.6 Vistas transversais.....	21
1.3.7 Vista Longitudinal.....	23
1.3.7.1 Comprimento de ancoragem.....	23

1.3.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)	23
1.3.7.1.2 Situação de má aderência (momento negativo)	23
1.3.7.2 Decalagem	24
1.3.7.3 Área mínima até o apoio	24
1.3.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda	24
1.3.7.3.2 Área mínima no apoio da direita	24
1.3.7.4 Retirada de barras	24
1.3.7.5 Diagrama de momento fletor decalado com as barras	26
1.3.7.6 Vista longitudinal	26
1.4 Viga 28.....	26
1.4.1 Esforços de projeto	27
1.4.2 Diagrama de momento fletor de projeto.....	27
1.4.3 Diagrama de cortante de projeto.....	27
1.4.4 Verificação de flecha	27
1.4.4.1 Momento de Inércia da seção bruta.....	27
1.4.4.2 Momento de fissuração	28
1.4.4.3 Momento de inércia no estádio 2.....	28
1.4.4.3.1 Linha neutral no estádio 2	28
1.4.4.3.2 Linha neutra no estádio 2.....	28
1.4.4.3.3 Momento de inércia no estádio 2	28
1.4.4.4 Momento de Inércia a ser usado	29
1.4.4.5 Flecha imediata.....	29
1.4.4.6 Flecha total	29
1.4.4.7 Verificação	29
1.4.5 Estado limite de fissuração	29
1.4.6 Vistas transversais.....	30
1.4.7 Vista Longitudinal.....	32
1.4.7.1 Comprimento de ancoragem.....	32
1.4.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)	32
1.4.7.2 Decalagem	32
1.4.7.3 Área mínima até o apoio	33
1.4.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda	33
1.4.7.3.2 Área mínima no apoio da direita	33
1.4.7.4 Retirada de barras	33
1.4.7.4.1 Diagrama de momento fletor decalado com as barras.....	34
1.4.7.4.2 Vista longitudinal.....	34
1.5 Viga 53.....	34
1.5.1 Esforços de projeto	35
1.5.2 Diagrama de momento fletor de projeto.....	35
1.5.3 Diagrama de cortante de projeto.....	35
1.5.4 Verificação de flecha	35
1.5.4.1 Momento de Inércia da seção bruta.....	36
1.5.4.2 Momento de fissuração	36
1.5.4.3 Momento de inércia no estádio 2.....	36
1.5.4.3.1 Linha neutral no estádio 2	36
1.5.4.3.2 Linha neutra no estádio 2.....	36
1.5.4.3.3 Momento de inércia no estádio 2	36
1.5.4.4 Momento de Inércia a ser usado	37
1.5.4.5 Flecha imediata.....	37
1.5.4.6 Flecha total	37
1.5.4.7 Verificação	37
1.5.5 Estado limite de fissuração	38

1.5.6 Vistas transversais.....	39
1.5.7 Vista Longitudinal.....	40
1.5.7.1 Comprimento de ancoragem.....	40
1.5.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)	40
1.5.7.2 Decalagem	41
1.5.7.3 Área mínima até o apoio	41
1.5.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda	41
1.5.7.3.2 Área mínima no apoio da direita.....	41
1.5.7.4 Retirada de barras	42
1.5.7.4.1 Diagrama de momento fletor decalado com as barras.....	42
1.5.7.4.2 Vista longitudinal.....	43
2 Pilares	43
2.1 Pilar 25	43
2.1.1 Comprimento Equivalente	43
2.1.2 Raio de Giração	43
2.1.3 Rigidez	44
2.1.4 Cargas e Momentos	45
2.1.4.1 Viga 70	45
2.1.4.2 Viga 24	45
2.1.4.3 Viga 25	47
2.1.5 Excentricidade de Primeira Ordem	48
2.1.5.1 Excentricidade Inicial	48
2.1.5.1.1 Carga normal no pilar	48
2.1.5.1.1 Momento no pilar	49
2.1.6 Excentricidade Acidental.....	50
2.1.6.1 Imperfeições Globais	50
2.1.6.2 Imperfeições Locais	50
2.1.7 Momento Mínimo.....	50
2.1.8 Excentricidade Suplementar	51
2.1.9 Esbeltes Limite	51
2.1.10 Método de Curvatura Aproximada	51
2.1.11 Excentricidade Total.....	52
2.1.12 Armadura Longitudinal	52
2.1.13 Estribos.....	53
2.1.13.1 Diâmetro.....	54
2.1.13.2 Espaçamento	54
2.1.13.3 Proteção contra flambagem	54
2.1.13.4 Detalhe	54
2.2 Pilar 42	55
2.2.1 Comprimento Equivalente	55
2.2.2 Raio de Giração	55
2.2.3 Rigidez	56
2.2.4 Cargas e Momentos	57
2.2.4.1 Viga 47	57
2.2.4.2 Viga 39 (parte a)	58
2.2.4.3 Viga 45	59
2.2.5 Excentricidade de Primeira Ordem	60
2.2.5.1 Excentricidade Inicial	60
2.2.5.1.1 Carga normal no pilar	60
2.2.5.1.2 Momento no pilar	61
2.2.6 Excentricidade Acidental.....	62

2.2.6.1 Imperfeições Globais	62
2.2.6.2 Imperfeições Locais	62
2.2.7 Momento Mínimo.....	62
2.2.8 Excentricidade Suplementar	62
2.2.9 Esbeltes Limite	63
2.2.10 Método de Curvatura Aproximada	63
2.2.11 Excentricidade Total.....	64
2.2.12 Armadura Longitudinal	64
2.2.13 Estribos.....	65
2.2.13.1 Diâmetro.....	65
2.2.13.2 Espaçamento	65
2.2.13.3 Proteção contra flambagem	66
2.2.13.4 Detalhe	66
2.3 Pilar 2 – Viga 1	67
2.3.1 Comprimento Equivalente	67
2.3.2 Esforço Normal.....	67
2.3.4 Raio de Giração	69
2.3.5 Excentricidade de Primeira Ordem	69
2.3.5.1 Pórtico Viga 1.....	69
2.3.5.1.1 Rigidez Viga 1	70
2.3.5.1.2 Momentos da Viga 1	71
2.3.5.2 Pórtico Viga 53.....	71
2.3.5.2.1 Rigidez Viga 53	72
2.3.5.2.2 Momentos da Viga 53	73
2.3.5.2.3 Momentos Mínimos de Primeira Ordem	74
2.3.5.2.4 Excentricidades de Primeira Ordem.....	74
2.3.6 Esbeltes Limite	74
2.3.7 Imperfeições Locais.....	74
2.3.8 Método de Curvatura Aproximada	75
2.3.9 Momentos e Excentricidades Totais	75
2.3.10 Cálculo de Armadura.....	76
2.3.11 Cálculo de Estribo.....	76
2.3.11.1 Proteção Contra Flambagem	77
2.3.11.2 Detalhamento	77
2.4 Pilar 138.....	78
2.4.1 Comprimento Equivalente	78
2.4.2 Esforço Normal.....	78
2.4.3 Raio de Giração	80
2.4.4 Excentricidade de Primeira Ordem	81
2.4.4.1 Pórtico Viga 28.....	81
2.4.4.1.1 Rigidez Viga 28	81
2.4.4.1.2 Momentos da Viga 28	82
2.4.4.2 Pórtico Viga 25.....	83
2.4.4.2.1 Rigidez Viga 25	83
2.4.4.2.2 Momentos da Viga 25	84
2.4.4.3 Pórtico Viga 73.....	85
2.4.4.3.1 Rigidez Viga 73	85
2.4.4.3.2 Momentos da Viga 73	86
2.4.4.4 Momentos Mínimos de Primeira Ordem.....	86
2.4.4.5 Excentricidades de Primeira Ordem	87
2.4.5 Esbeltes Limite	87
2.4.6 Imperfeições Locais.....	87

2.4.7 Método de Curvatura Aproximada	88
2.4.8 Momentos e Excentricidades Totais	89
2.4.9 Cálculo de Armadura.....	89
2.4.10 Cálculo de Estribos	89
2.4.10.1 Proteção contra flambagem	90
2.4.10.2 Detalhamento.....	90

1 Detalhamento das vigas

1.1 Informações em comum

1.1.1 Módulo de elasticidade secante do concreto

$$\begin{aligned} E_c = E_{cs} &= 0.85 \times 5600 \times (f_{ck})^{1/2} \\ &= 2.607 \times 10^4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Norma arredonda para } 27 \text{ GPa} \end{aligned}$$

1.1.2 Relação entre módulo de elasticidade do aço e do concreto

$$\begin{aligned} \alpha_e &= \frac{E_s}{E_c} \\ &= \frac{210 \text{ GPa}}{27 \text{ GPa}} = 7,78 \end{aligned}$$

1.1.3 Resistência média à tração do concreto

$$\begin{aligned} f_{ctm} &= 0.3 \times f_{ck}^{2/3} \\ &= 0.3 \times 30^{2/3} \\ &= 0.28965 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

1.1.4 Resistência à tração direta do concreto

$$\begin{aligned} f_{ctkinf} &= 0.7 \times f_{ctm} \\ &= 0.7 \times 0.290 \\ &= 0.203 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{ctd} &= \frac{f_{ctkinf}}{1.4} \\ &= \frac{0.2}{1.4} \\ &= 0.14 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

1.1.5 Resistência de aderência de cálculo

$$\begin{aligned} \eta_1 &= 2.25 \text{ (barras nervuradas)} \\ \eta_2 &= 1 \text{ (situação de boa aderência) ou } 0,7 \text{ (má aderência)} \end{aligned}$$

$\eta_3 = 1$ (para barras com diâmetro menor que 32mm)

$$\begin{aligned}f_{bd}^+ &= \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \\&= 2.25 \times 1 \times 1 \times 0.14 \\&= 0.326 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}f_{bd}^- &= \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd} \\&= 2.25 \times 0.7 \times 1 \times 0.14 \\&= 0.228 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

1.2 Viga 70

Dados:

$$b = 20\text{cm}$$

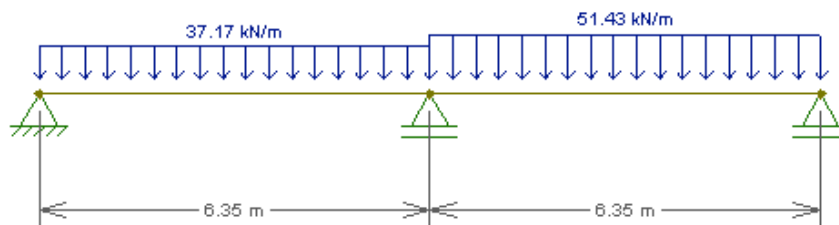
$$d = 92.6\text{cm}$$

$$h = 96\text{cm}$$

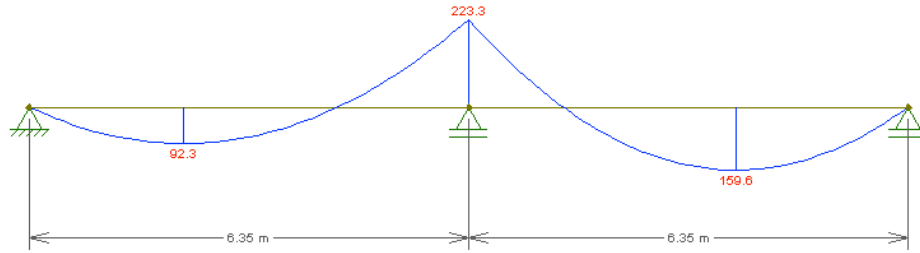
$$\phi_i = 12,5 \text{ mm}$$

$$A_s = 5.57 \text{ cm}^2 \text{ (maior armadura)}$$

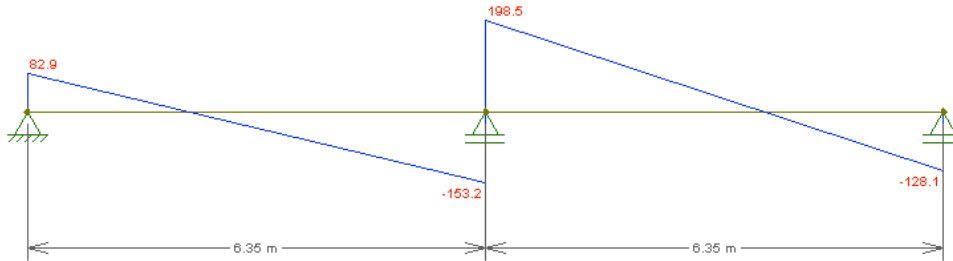
1.2.1 Esforços de projeto



1.2.2 Diagrama de momento fletor de projeto



1.2.3 Diagrama de cortante de projeto



1.2.4 Verificação de flecha

1.2.1.1 Momento de Inércia da seção bruta

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$= \frac{20 \times 96^3}{12} = 1474560 \text{ cm}^4$$

1.2.1.2 Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{\frac{h}{2}}$$

$$= \frac{1.5 \times 0.2896 \times 1323371.29}{28}$$

$$= 11978.58 \text{ kNcm} \approx 119.79 \text{ kNm}$$

1.2.1.3 Momento de inércia no estádio 2

1.2.1.3.1 Linha neutra no estádio 2

$$x_2 = \frac{-a_2 + \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1}$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{b}{2} = 10 \text{ cm}$$

$$a_2 = A_s \times \alpha_e$$

$$= 5.79 \text{ cm}^2 \times 7.78 \approx 45,05 \text{ cm}^2$$

$$a_3 = -a_2 \times d$$

$$= -45.05 \times 92.6 = 4171.63 \text{ cm}^3$$

1.2.1.3.2 Linha neutra no estádio 2

$$x_2 = \frac{-45,05 + \sqrt{45,05^2 + 4 \times 10 \times 4171.63}}{2 \times 10}$$

$$= 18,30 \text{ cm}$$

1.2.1.3.3 Momento de inércia no estádio 2

$$I_2 = \frac{b \times \{x_2\}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_2 - d)^2$$

$$I_2 = \frac{20 \times \{18.3\}^3}{3} + 7.78 \times 5.59 \times (18.3 - 92.6)^2$$

$$I_2 = 280943,79 \text{ cm}^4$$

1.2.1.4 Momento de Inércia a ser usado

$$M_a = \frac{223.3}{1.4}$$

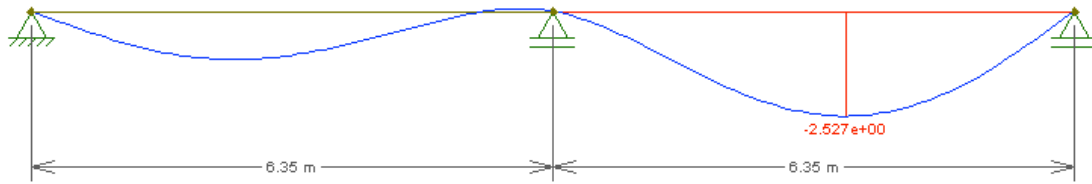
$$I = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \times I_2$$

$$I = \left(\frac{119.79}{159.5}\right)^3 \times 1474560 + \left[1 - \left(\frac{119.79}{159.5}\right)^3\right] \times 280943.79$$

$$= 786587.19 \text{ cm}^4 < I_c = 1474560 \text{ cm}^4$$

1.2.1.5 Flecha imediata

Usando o valor do módulo de elasticidade e momento de inércia, podemos, como auxílio do Ftool, encontrar a deformação máxima da viga.



$$\alpha_i = 2.53mm$$

1.2.1.6 Flecha total

Considerando que a aplicação da carga de longa duração ocorra logo no início e para um tempo maior que 70 meses em que se queira obter a flecha diferida, temos:

$$\alpha_f = 2\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = \alpha_i + 2\alpha_i = 3\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = 3 \times 2.53 = 7,59mm$$

1.2.1.7 Verificação

Segundo a tabela 13.3 da NBR 6118:2014, temos que o deslocamento limite máximo permitido por razão da limitação visual é de $l/200$. Para a situação mais desfavorável da viga (segunda parte dela), temos:

$$\frac{l}{200} = \frac{645}{200} = 3,225 \text{ cm} > 0,759 \text{ cm} \therefore \text{Atende}$$

1.2.5 Estado limite de fissuração

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

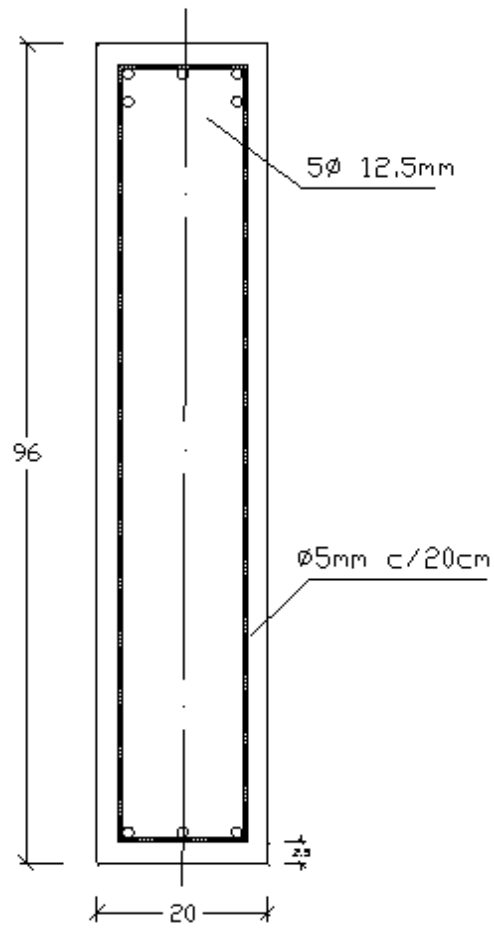
$$\eta_1 = 2,25 \text{ (barra nervurada)}$$

$$f_{ctm} = 0,28965 \text{ kN/cm}^2 \text{ (calculado em 1.1.1)}$$

$$E_{si} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_i = 1,25 \text{ cm}$$

Corte BB



$$7,5 * \phi_i = 7,5 * 1,25 = 9,375 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = (3 + 9,375) * 20$$

$$A_{cr} = 247,50 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_d * (d - x_2)}{I_2}$$

$$\sigma_{si} = \frac{7,78 * 22230 * (92,6 - 18,30)}{280943,79} = 45,74 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}} = \frac{5,79}{247,50} = 0,023$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{45,74}{20000} * \frac{3 * 45,74}{0,28965} = 0,4 \text{ mm}$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{45,74}{20000} * \left(\frac{4}{0,023} + 45 \right) = 0,22 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,4 \text{ mm}$$

$$ELSW \text{ wk} \leq 0,4 \text{ mm (para CAAT)}$$

1.2.6 Vistas transversais

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0.5 d_{\{max\}} \end{cases}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1.2 d_{\{max\}} \end{cases}$$

Como não temos essa informação, vamos considerar que o diâmetro máximo do agregado ($d_{\{max\}}$) não seja um limitador nos espaçamentos.

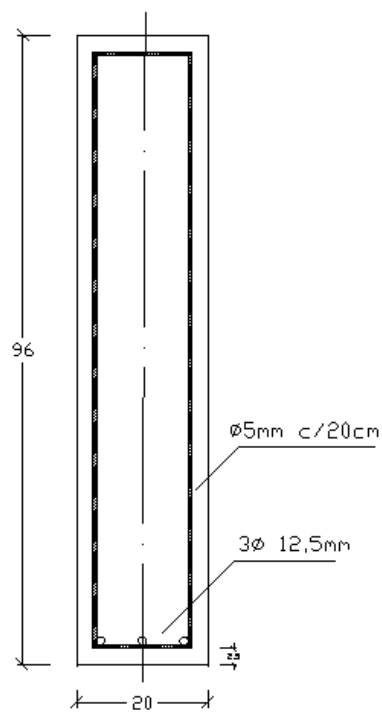
$$\phi = 1,25 \text{ cm}$$

$$e_v \geq 2 \text{ cm}$$

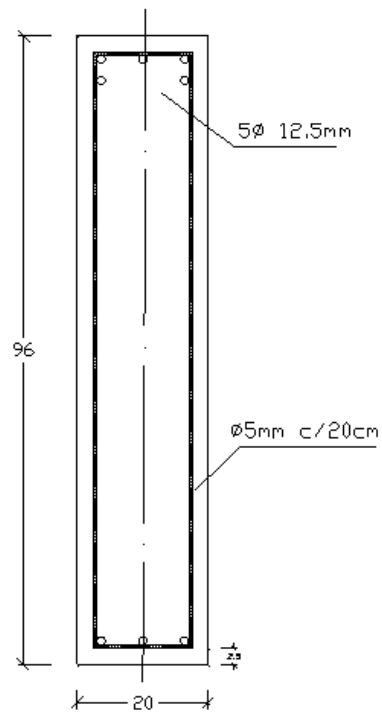
$$e_h \geq 2 \text{ cm}$$

Assim, temos:

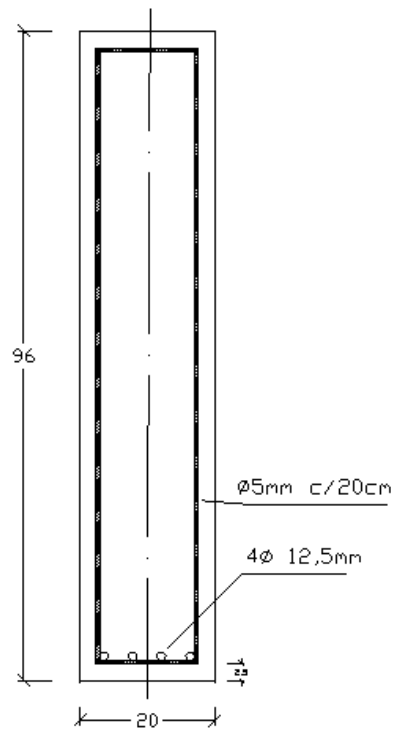
Corte AA



Corte BB



Corte CC



Estribo



Para os cortes em escala, consultar plantas em anexo.

1.2.7 Vista Longitudinal

1.2.7.1 Comprimento de ancoragem

1.2.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)

$$f_{bd}^+ = 0.326 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_b^+ = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^+} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{1.25 \times 43.48}{4 \times 0.326} \geq 25 \times 1.25$$

$$= 41,68 \text{ cm}$$

1.2.7.1.2 Situação de má aderência (momento negativo)

$$f_{bd}^- = 0,228 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_b^- = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^-} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{1.25 \times 43.48}{4 \times 0.228} \geq 25 \times 1.25$$

$$= 59,59 \text{ cm}$$

1.2.7.2 Decalagem

Como os estribos estão a 90º, então:

$$a_l = 0.5 \times d$$

$$= 0.5 \times 92.6$$

$$= 46.3 \text{ cm}$$

1.2.7.3 Área mínima até o apoio

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d \times a_l}{f_{yd} \times d} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d \times 46.3}{43.48 \times 92.6} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d \times 46.3}{43.48 \times 92.6} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

1.2.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda

$$V_d = 82,9 \text{ kN}$$

$$A_{s_{vão}} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{82,9 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq \frac{3.75}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = 1,25 \text{ cm}^2$$

1.2.7.3.2 Área mínima no apoio da direita

$$V_d = 128.1 \text{ kN}$$

$$A_{s_{vão}} = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{128.1 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq \frac{5}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = 1,67 \text{ cm}^2$$

1.2.7.4 Retirada de barras

Lembrando que devemos ter ao menos 3 barras para respeitar a área mínima e que tiramos as barras em pares, só teremos a oportunidade de fazer isso na barra negativa porque tem-se 5 barras.

Cálculo para 3 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{3,75 \times 43,48}{20 \times 92,6 \times (3/1,4)}$$

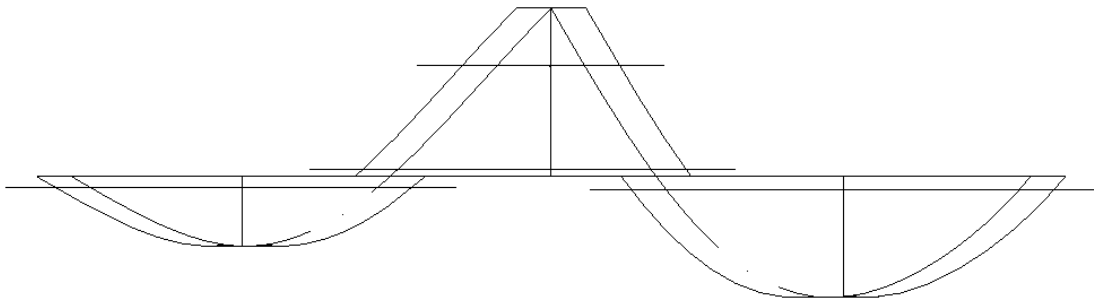
$$\omega = 0,041085 \therefore \mu_d = 0,04$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

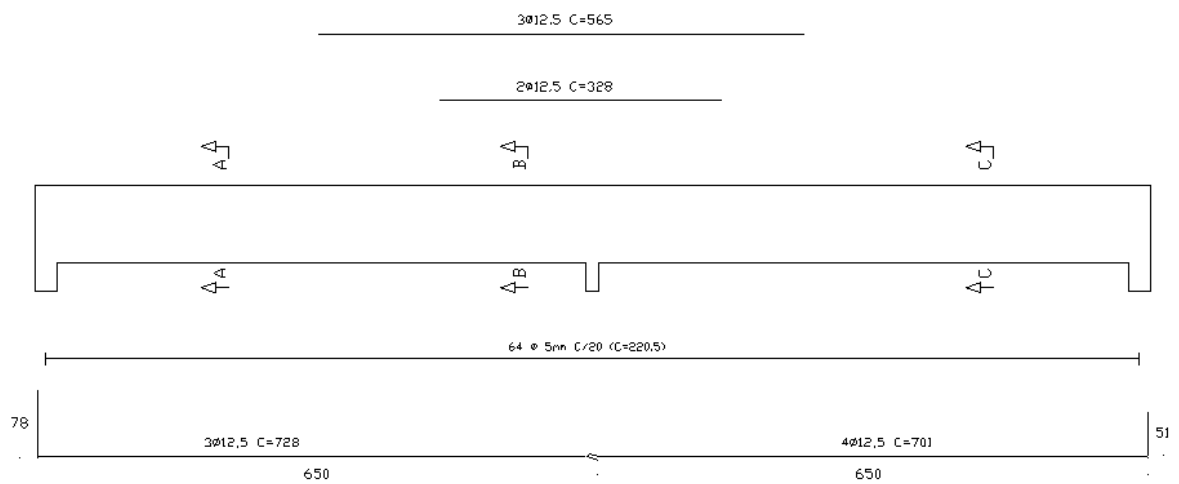
$$M_{sd} = 0,04 \times 20 \times 92,6^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 14699 \text{ kNcm} = 146,99 \text{ kNm}$$

1.2.7.5 Diagrama de momento fletor decalado com as barras



1.2.7.6 Vista longitudinal



1.3 Viga 47

Dados:

$$b = 25\text{cm}$$

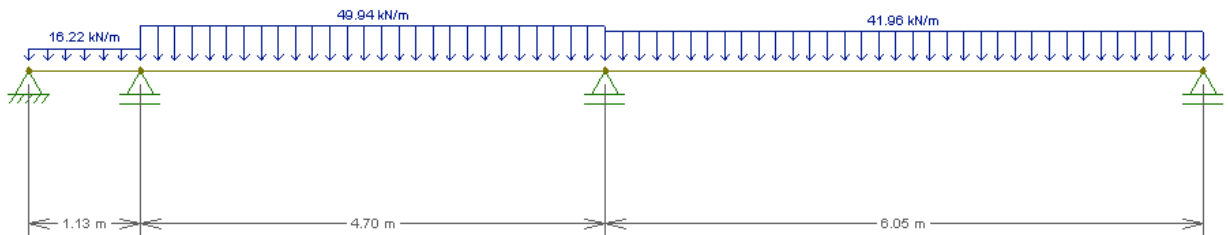
$$d = 52.6\text{cm}$$

$$h = 56\text{cm}$$

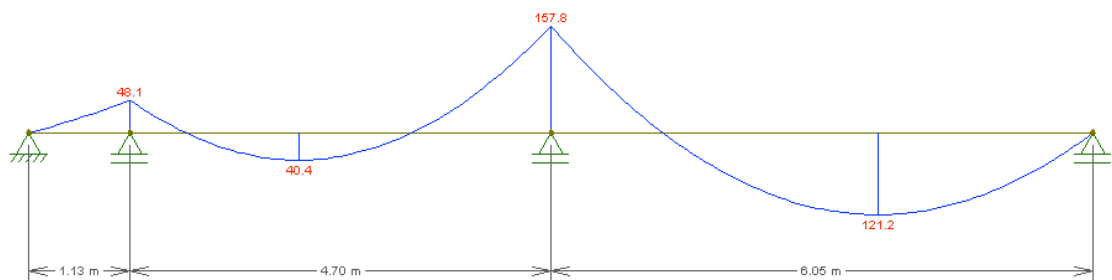
$$\phi_i = 12,5\text{ mm}$$

$$A_s = 7,5\text{ cm}^2 \text{ (maior armadura)}$$

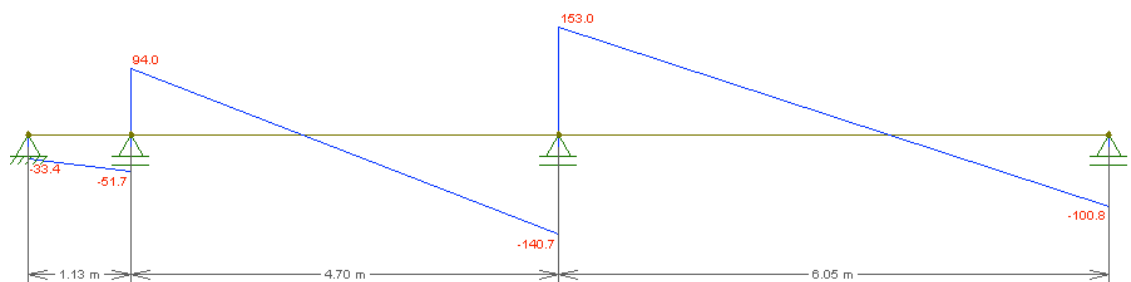
1.3.1 Esforços de projeto



1.3.2 Diagrama de momento fletor de projeto



1.3.3 Diagrama de cortante de projeto



1.3.4 Verificação de flecha

1.3.1.1 Momento de Inércia da seção bruta

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$
$$= \frac{25 \times 56^3}{12} = 365866,67 \text{ cm}^4$$

1.3.1.2 Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{\frac{h}{2}}$$
$$= \frac{1.5 \times 0.2896 \times 365866,67}{28}$$
$$= 5676,16 \text{ kNcm} \approx 56,76 \text{ kNm}$$

1.3.1.3 Momento de inércia no estádio 2

Seguindo a mesma lógica do item 1.2.1.3, temos:

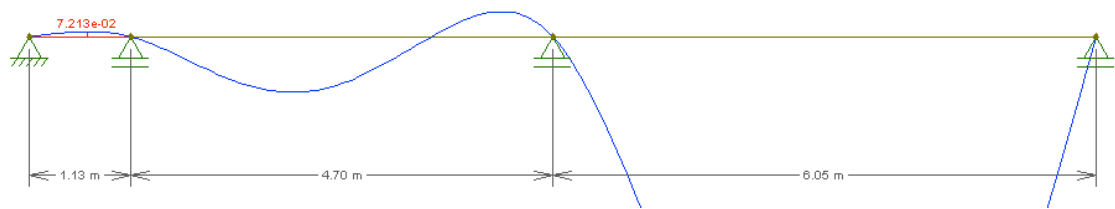
$$x_2 = 13,64 \text{ cm}$$
$$I_2 = 157916,25 \text{ cm}^4$$

1.3.1.4 Momento de Inércia a ser usado

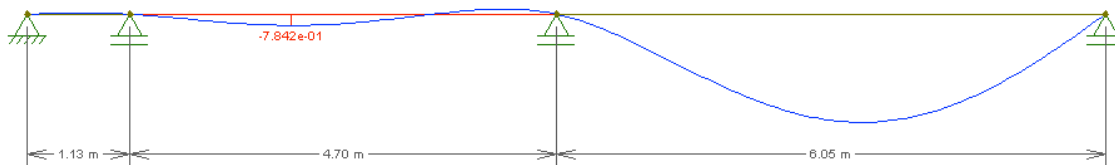
$$M_a = \frac{157.8}{1.4} = 112,72 \text{ kNm}$$
$$I = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \times I_2$$
$$I = 184000 \text{ cm}^4$$

1.3.1.5 Flecha imediata

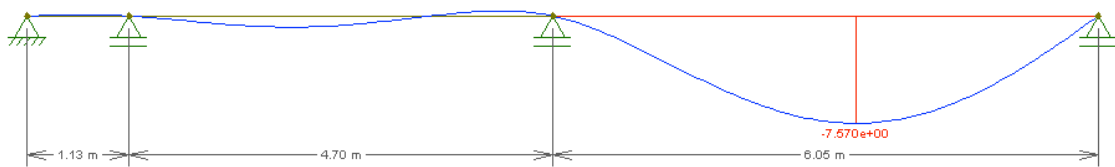
Usando o valor do módulo de elasticidade e momento de inércia, podemos, como auxílio do Ftool, encontrar a deformação máxima da viga.



$$\alpha_{i1} = 0,07213 \text{ mm}$$



$$\alpha_{i3} = 0,7842 \text{ mm}$$



$$\alpha_{i3} = 7,57 \text{ mm}$$

1.3.1.6 Flecha total

Considerando que a aplicação da carga de longa duração ocorra logo no início e para um tempo maior que 70 meses em que se queira obter a flecha diferida, temos:

$$\alpha_f = 2\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = \alpha_i + 2\alpha_i = 3\alpha_i$$

$$\alpha_{tot1} = 3 \times 0,07213 = 0,216 \text{ mm}$$

$$\alpha_{tot2} = 3 \times 0,7842 = 2,35 \text{ mm}$$

$$\alpha_{tot3} = 3 \times 7,57 = 22,71 \text{ mm}$$

1.3.1.7 Verificação

Segundo a tabela 13.3 da NBR 6118:2014, temos que o deslocamento limite máximo permitido por razão da limitação visual é de $l/200$. Para a situação mais desfavorável da viga (segunda parte dela), temos:

$$\frac{l_1}{200} = \frac{113}{200} = 0,565 \text{ cm} > 0,216 \text{ mm} \therefore \text{Atende}$$

$$\frac{l_2}{200} = \frac{470}{200} = 2,35 \text{ cm} > 2,35 \text{ mm} \therefore \text{Atende}$$

$$\frac{l_3}{200} = \frac{605}{200} = 3,02 \text{ cm} > 22,71 \text{ mm} \therefore \text{Atende}$$

1.3.5 Estado limite de fissuração

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

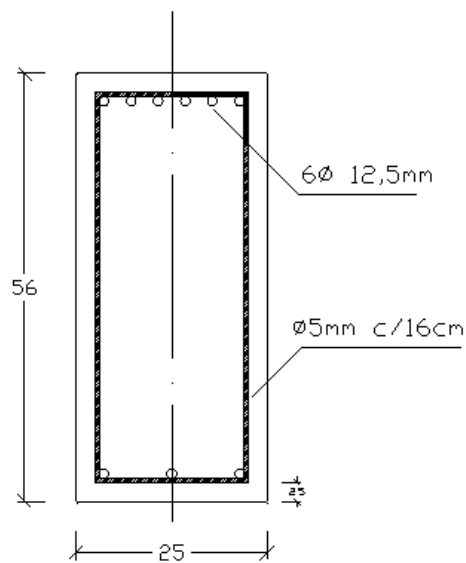
$$\eta_1 = 2,25 \text{ (barra nervurada)}$$

$$f_{ctm} = 0.28965 \text{ kN/cm}^2 \text{ (calculado em 1.1.1)}$$

$$E_{si} = 20000 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\phi_i = 1,25 \text{ cm}$$

Corte AA



$$7,5 * \phi_i = 7,5 * 1,25 = 9,375 \text{ cm}$$

$$A_{cr} = (3 + 9,375) * 25$$

$$A_{cr} = 309,37 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_e * M_d * (d - x_2)}{I_2}$$

$$\sigma_{si} = \frac{7,78 * 15780 * (52,6 - 13,64)}{157916,25} = 30,29 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}} = \frac{7,5}{309,37} = 0,024$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_k = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{30,29}{20000} * \frac{3 * 30,29}{0,28965} = 0,21 \text{ mm}$$

$$w_k = \frac{12,5}{12,5 * 2,25} * \frac{30,29}{20000} * \left(\frac{4}{0,024} + 45 \right) = 0,14 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,21 \text{ mm}$$

$$ELSW \text{ wk} \leq 0,4 \text{ mm (para CAAI)}$$

1.3.6 Vistas transversais

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0.5 d_{\{max\}} \end{cases}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1.2 d_{\{max\}} \end{cases}$$

Como não temos essa informação, vamos considerar que o diâmetro máximo do agregado ($d_{\{max\}}$) não seja um limitador nos espaçamentos.

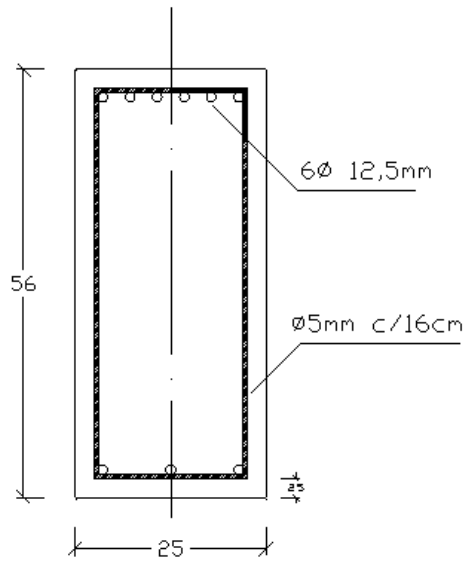
$$\phi = 1,25 \text{ cm}$$

$$e_v \geq 2cm$$

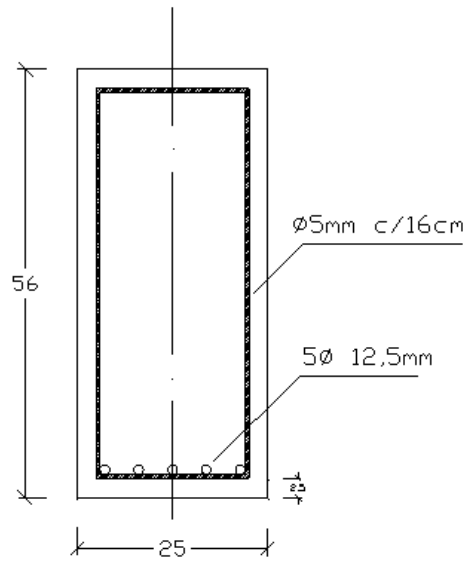
$$e_h \geq 2cm$$

Assim, temos:

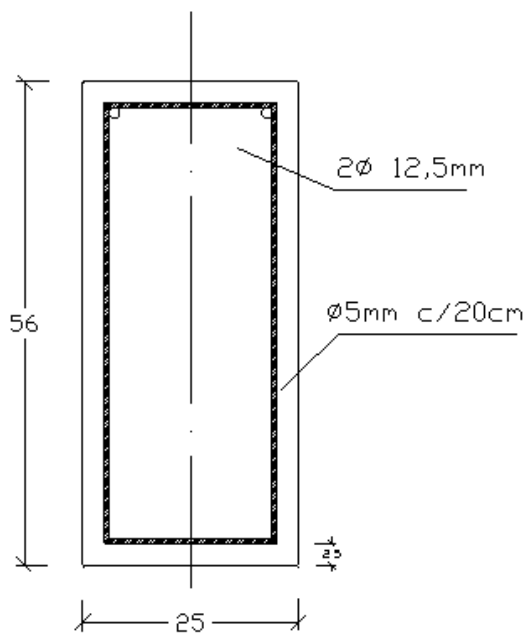
Corte AA



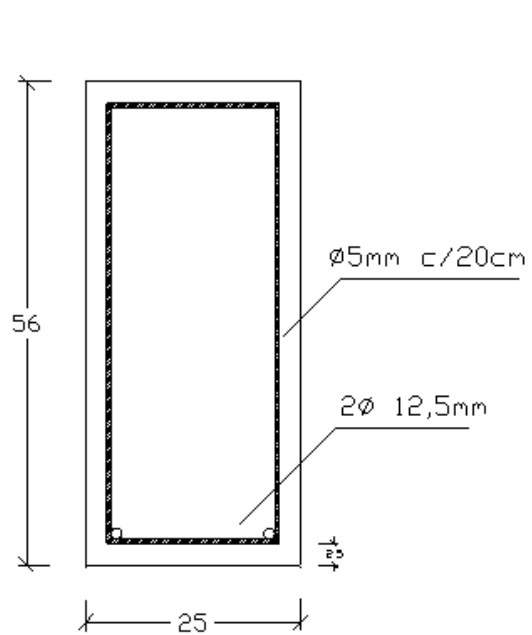
Corte BB



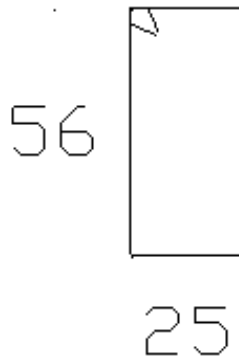
Corte CC



Corte DD



Estribo



Para os cortes em escala, consultar plantas em anexo.

1.3.7 Vista Longitudinal

1.3.7.1 Comprimento de ancoragem

1.3.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)

$$f_{bd}^+ = 0.326 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_b^+ = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^+} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{1.25 \times 43.48}{4 \times 0.326} \geq 25 \times 1.25$$

$$= 41,68 \text{ cm}$$

1.3.7.1.2 Situação de má aderência (momento negativo)

$$f_{bd}^- = 0,228 \text{ kN/cm}^2$$

$$l_b^- = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^-} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{1.25 \times 43.48}{4 \times 0.228} \geq 25 \times 1.25$$

$$= 59,59 \text{ cm}$$

1.3.7.2 Decalagem

Como os estribos estão a 90°, então:

$$a_l = 0.5 \times d$$

$$= 0.5 \times 52,6$$

$$= 23,6 \text{ cm}$$

1.3.7.3 Área mínima até o apoio

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{V_d \times a_l}{f_{yd} \times d} \geq \frac{A_{s_{\text{vão}}}}{3}$$

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{V_d \times 23,6}{43,48 \times 52,6} \geq \frac{A_{s_{\text{vão}}}}{3}$$

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{V_d}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq \frac{A_{s_{\text{vão}}}}{3}$$

1.3.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda

Esse vão já está sendo usado a armadura mínima, portanto a manteremos para não ter que chegar menos de 2 armaduras.

1.3.7.3.2 Área mínima no apoio da direita

$$V_d = 100,8 \text{ kN}$$

$$A_{s_{\text{vão}}} = 6,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{apoio}}} = \frac{100,8 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq \frac{6,25}{3}$$

$$A_{s_{\text{apoio}}} = 2,08 \text{ cm}^2$$

1.3.7.4 Retirada de barras

Cálculo para 4 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{5 \times 43,48}{25 \times 52,6 \times (3/1,4)}$$

$$\omega = 0,0771 \therefore \mu_d = 0,074$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$M_{sd} = 0,074 \times 25 \times 52,6^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 10968 \text{ kNcm} = 109,68 \text{ kNm}$$

Cálculo para 3 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{3,75 \times 43,48}{25 \times 52,6 \times (3/1,4)}$$

$$\omega = 0,05786 \therefore \mu_d = 0,056$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

$$M_{sd} = 0,056 \times 25 \times 52,6^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 8300 \text{ kNcm} = 83 \text{ kNm}$$

Cálculo para 2 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{2,5 \times 43,48}{25 \times 52,6 \times (3/1,4)}$$

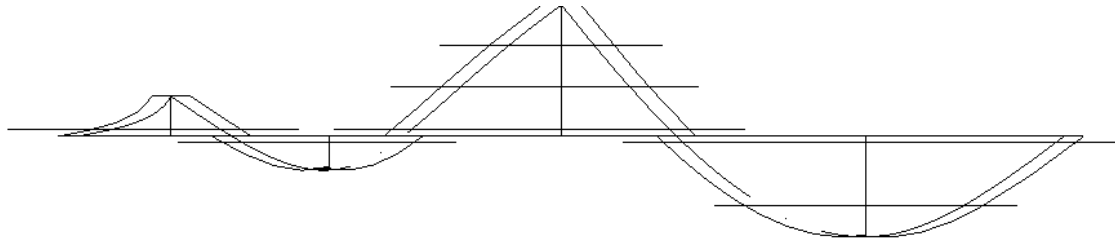
$$\omega = 0,0386 \therefore \mu_d = 0,040$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

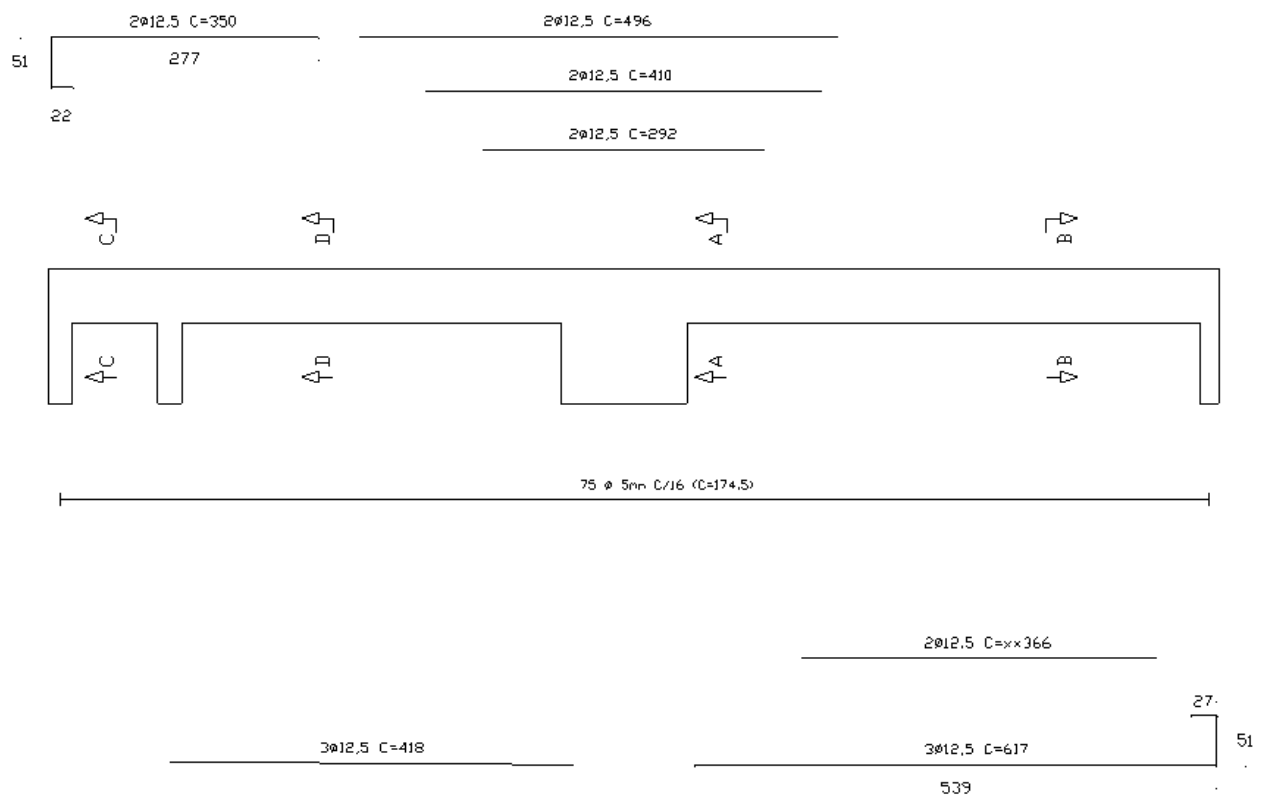
$$M_{sd} = 0,040 \times 25 \times 52,6^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 5928,57 \text{ kNcm} = 59,29 \text{ kNm}$$

1.3.7.5 Diagrama de momento fletor decalado com as barras



1.3.7.6 Vista longitudinal



1.4 Viga 28

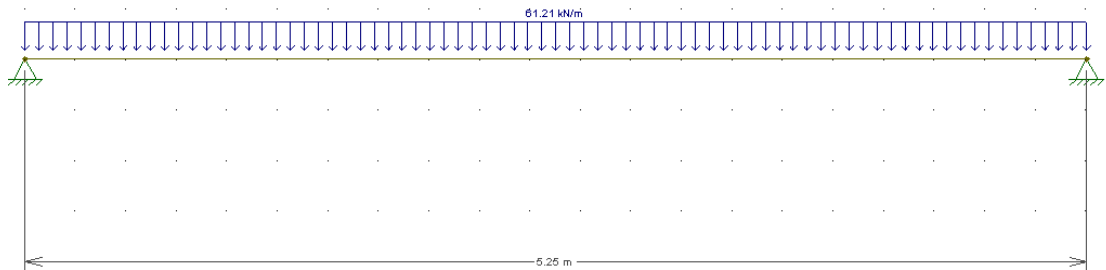
Dados:

$$\begin{aligned} b &= 400\text{mm} \\ d &= 435\text{mm} \\ h &= 460\text{mm} \end{aligned}$$

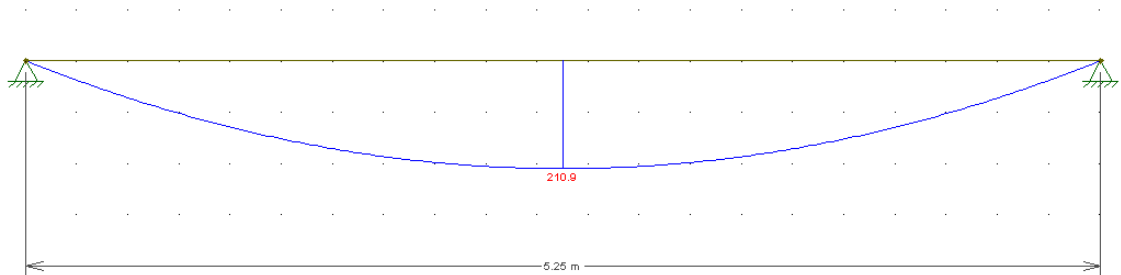
$$\phi_i = 20,0 \text{ mm}$$

$$A_s = 1256 \text{ mm}^2 \text{ (maior armadura)}$$

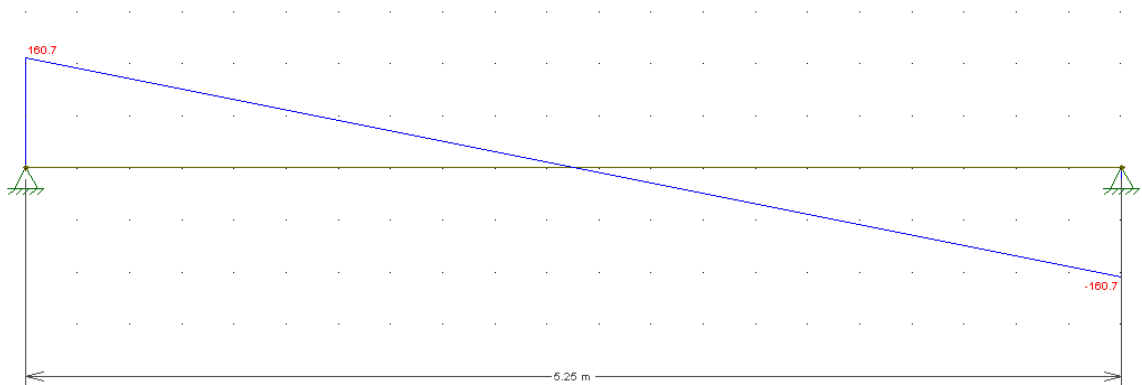
1.4.1 Esforços de projeto



1.4.2 Diagrama de momento fletor de projeto



1.4.3 Diagrama de cortante de projeto



1.4.4 Verificação de flecha

1.4.4.1 Momento de Inércia da seção bruta

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$= \frac{400 \times 460^3}{12} = 3244533333.33 \text{ mm}^4$$

1.4.4.2 Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{\frac{h}{2}}$$

$$= \frac{1.5 \times 2.896 \times 3244533333.33}{230}$$

$$= 61289266.13 \text{ Nmm} \approx 61.29 \text{ kNm}$$

1.4.4.3 Momento de inércia no estádio 2

1.4.4.3.1 Linha neutra no estádio 2

$$x_2 = \frac{-a_2 + \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1}$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{b}{2} = 200 \text{ mm}$$

$$a_2 = A_s \times \alpha_e$$

$$= 1256 \text{ mm}^2 \times 8.05 \approx 10116.76 \text{ mm}^2$$

$$a_3 = -a_2 \times d$$

$$= -10116.76 \times 435 = -4400789.65 \text{ mm}^3$$

1.4.4.3.2 Linha neutra no estádio 2

$$x_2 = \frac{-10116.76 + \sqrt{10116.76^2 + 4 \times 200 \times 4400789.65}}{2 \times 200}$$

$$= 125.18 \text{ mm}$$

1.4.4.3.3 Momento de inércia no estádio 2

$$I_2 = \frac{b \times \{x_2\}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_2 - d)^2$$

$$I_2 = \frac{400 \times \{125.18\}^3}{3} + 8.05 \times 1256 \times (125.18 - 435)^2$$

$$I_2 = 1232635010 \text{ mm}^4$$

1.4.4.4 Momento de Inércia a ser usado

$$M_a = 150600000 \text{ N mm}$$

$$EI = E_{si} \times \left(\left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_2 \right)$$

$$EI = E_{si} \times \left(\left(\frac{61.29}{150.6} \right)^3 \times 3244533333.33 + \left[1 - \left(\frac{61.29}{150.6} \right)^3 \right] \times 1232635010 \right)$$

$$= 3.57 \times 10^{13} \text{ mm}^4 < I_c = 3244533333.33 \text{ mm}^4$$

1.4.4.5 Flecha imediata

$$\delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$\delta = \frac{5 \times 43.72 \times 5250^4}{384 \times 3.56 \times 10^{13}} = 12.12 \text{ mm}$$

1.4.4.6 Flecha total

$$\alpha_f = 0.68\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = \alpha_i + 0.68\alpha_i = 1.68\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = 1.68 \times 12.367 = 20.37 \text{ mm}$$

1.4.4.7 Verificação

Segundo a tabela 13.3 da NBR 6118:2014, temos que o deslocamento limite máximo permitido por razão da limitação visual é de $l/200$. Para a situação mais desfavorável da viga (segunda parte dela), temos:

$$\frac{l}{200} = \frac{525}{200} = 26.2 \text{ mm} > 20.37 \text{ mm} \therefore \text{Atende}$$

1.4.5 Estado limite de fissuração

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

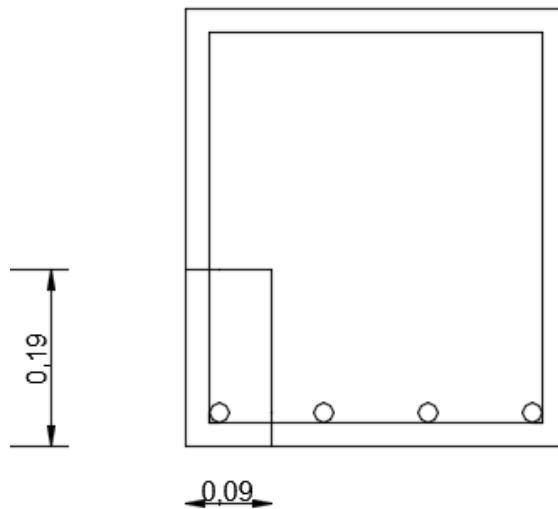
$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (barra nervurada)}$$

$$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa (calculado em 1.1.1)}$$

$$E_{si} = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

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



$$A_{cr} = (35 + 20 \times 7.5) + (35 + 55)$$

$$A_{cr} = 16650 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{500}{1.15 \times 1.4} = 310.56 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}} = \frac{1256}{16650} = 0.075$$

$$w_k = \frac{20}{1.25 * 2.25} \frac{310.56}{210000} \frac{3 \times 310.56}{2.896} = 0.34 \text{ mm } \textcolor{red}{governa!}$$

$$w_k = \frac{20}{1.25 * 2.25} \frac{310.56}{210000} \left(\frac{4}{0.075} + 45 \right) = 0.10 \text{ mm}$$

1.4.6 Vistas transversais

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0.5 d_{\{max\}} \end{cases}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1.2 d_{\{max\}} \end{cases}$$

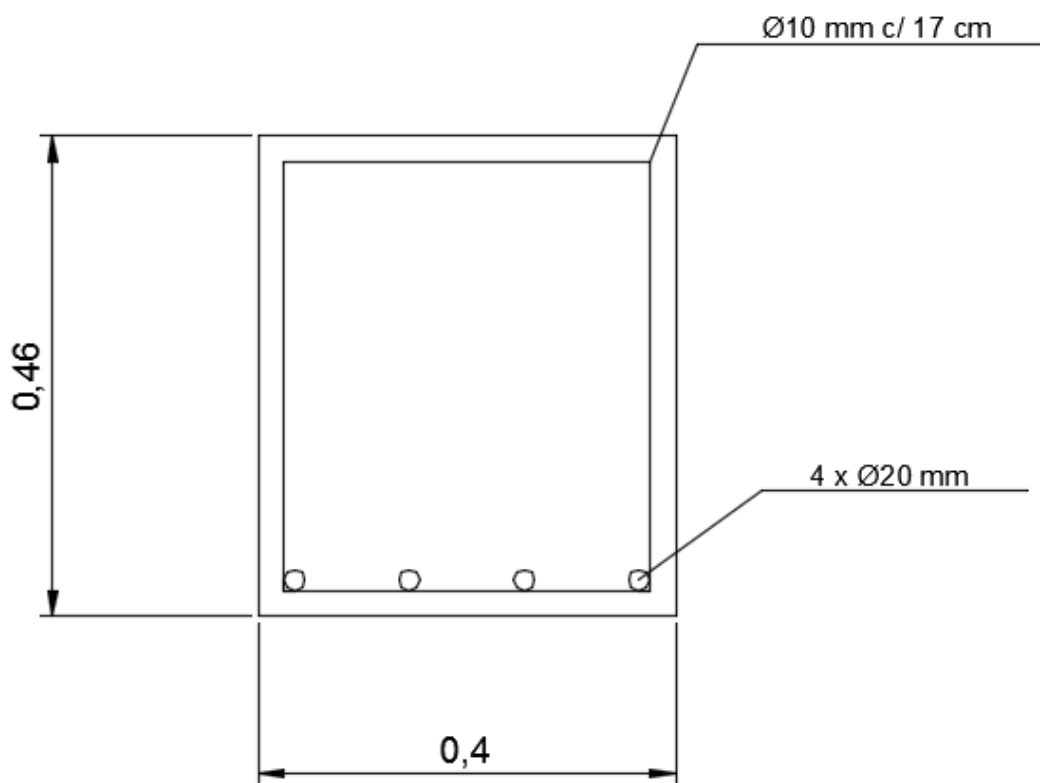
Como não temos essa informação, vamos considerar que o diâmetro máximo do agregado ($d_{\{max\}}$) não seja um limitador nos espaçamentos.

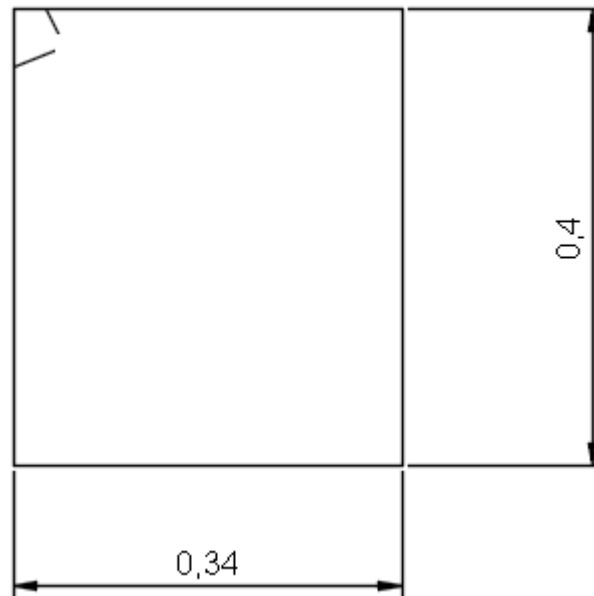
$$\phi = 1,25 \text{ cm}$$

$$e_v \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_h \geq 2 \text{ cm}$$

Assim, temos:





1.4.7 Vista Longitudinal

1.4.7.1 Comprimento de ancoragem

1.4.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)

$$f_{bd}^+ = 3.26 \text{ N/mm}^2$$

$$l_b^+ = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^+} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{20 \times 434.8}{4 \times 3.26} \geq 25 \times 20$$

$$= 466.8 \text{ mm}$$

1.4.7.2 Decalagem

Como os estribos estão a 90º, então:

$$a_l = 0.5 \times d$$

$$= 0.5 \times 435$$

$$= 217.50 \text{ mm}$$

1.4.7.3 Área mínima até o apoio

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d \times a_l}{f_{yd} \times d} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d \times 217.5}{434.8 \times 435} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{V_d}{869.6 \text{ N/mm}^2} \geq \frac{A_{s_{vão}}}{3}$$

1.4.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda

$$V_d = 160.7 \text{ kN}$$

$$A_{min_1} = 418.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{160.7 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq 418.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = 184.79 \text{ mm}^2$$

1.4.7.3.2 Área mínima no apoio da direita

$$V_d = 160.7 \text{ kN}$$

$$A_{min_1} = 418.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = \frac{160.7 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq 418.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{apoio}} = 184.79 \text{ mm}^2$$

1.4.7.4 Retirada de barras

Lembrando que devemos ter ao menos 2 barras para respeitar a área mínima e que tiramos as tiramos em pares.

Cálculo para 3 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{628 \times 434.8}{400 \times 435 \times (30/1,4)}$$

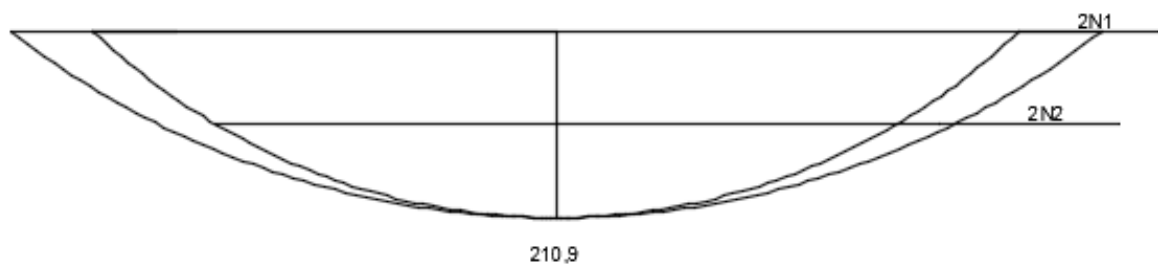
$$\omega = 0.073 \therefore \mu_d = 0.10$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

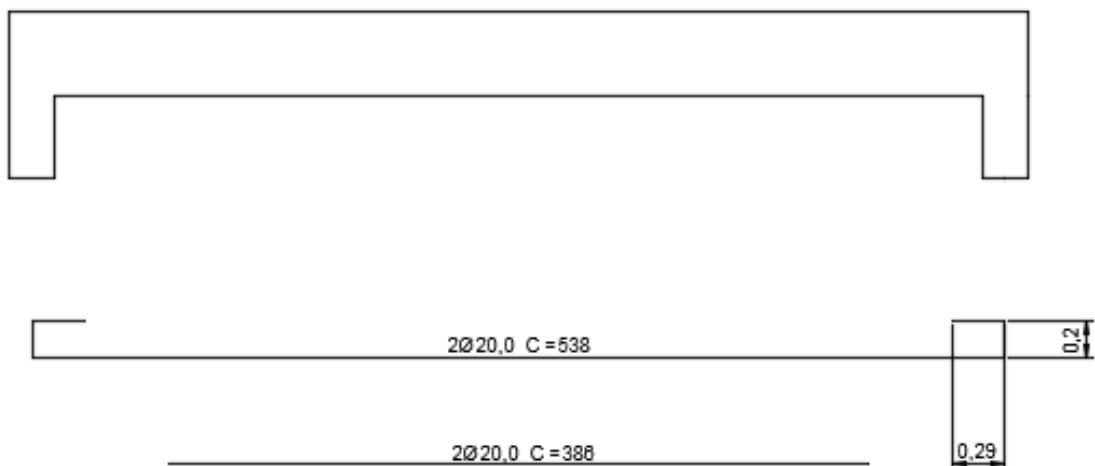
$$M_{sd} = 0.10 \times 40 \times 46^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 18137.14 \text{ kNcm} = 181,37 \text{ kNm}$$

1.4.7.4.1 Diagrama de momento fletor decalado com as barras



1.4.7.4.2 Vista longitudinal



1.5 Viga 53

Dados:

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

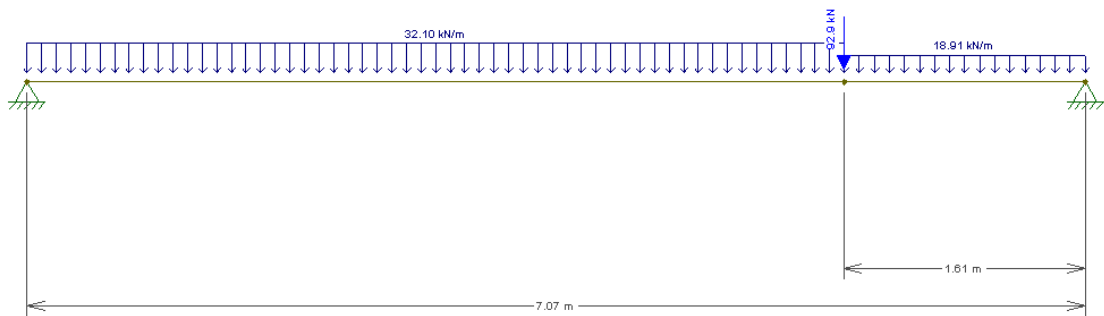
$$d = 935\text{mm}$$

$$h = 960\text{mm}$$

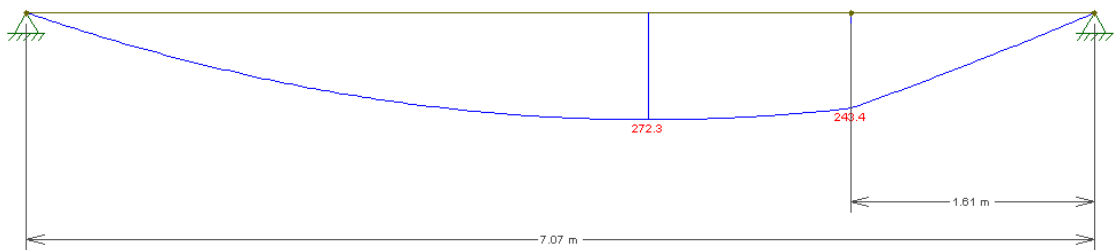
$$\phi_i = 10.0\text{ mm}$$

$$A_s = 706.50\text{ mm}^2 \text{ (maior armadura)}$$

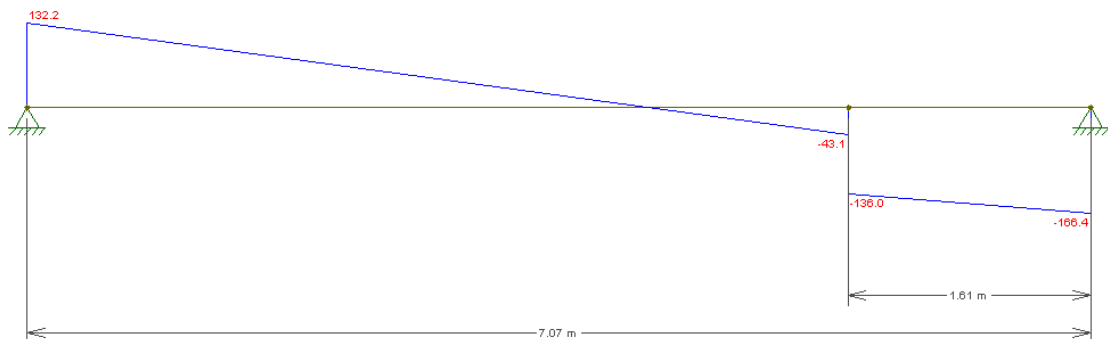
1.5.1 Esforços de projeto



1.5.2 Diagrama de momento fletor de projeto



1.5.3 Diagrama de cortante de projeto



1.5.4 Verificação de flecha

1.5.4.1 Momento de Inércia da seção bruta

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12}$$
$$= \frac{200 \times 960^3}{12} = 14745600000 \text{ mm}^4$$

1.5.4.2 Momento de fissuração

$$M_r = \frac{\alpha \times f_{ct} \times I_c}{\frac{h}{2}}$$
$$= \frac{1.5 \times 2.896 \times 14745600000}{480}$$
$$= 133469252.53 \text{ Nmm} \approx 133.47 \text{ kNm}$$

1.5.4.3 Momento de inércia no estágio 2

1.5.4.3.1 Linha neutra no estágio 2

$$x_2 = \frac{-a_2 + \sqrt{a_2^2 - 4 \times a_1 \times a_3}}{2 \times a_1}$$

Sendo:

$$a_1 = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$
$$a_2 = A_s \times \alpha_e$$
$$= 706.50 \text{ mm}^2 \times 8.05 \approx 5690.68 \text{ mm}^2$$
$$a_3 = -a_2 \times d$$
$$= -5690.68 \times 935 = -5320782.32 \text{ mm}^3$$

1.5.4.3.2 Linha neutra no estágio 2

$$x_2 = \frac{-5690.68 + \sqrt{5690.68^2 + 4 \times 100 \times 5320782.32}}{2 \times 100}$$
$$= 203.96 \text{ mm}$$

1.5.4.3.3 Momento de inércia no estágio 2

$$I_2 = \frac{b \times \{x_2\}^3}{3} + \alpha_e \times A_s \times (x_2 - d)^2$$

$$I_2 = \frac{200 \times \{203.96\}^3}{3} + 8.05 \times 706.50 \times (203.96 - 935)^2$$

$$I_2 = 3606853003 \text{ mm}^4$$

1.5.4.4 Momento de Inércia a ser usado

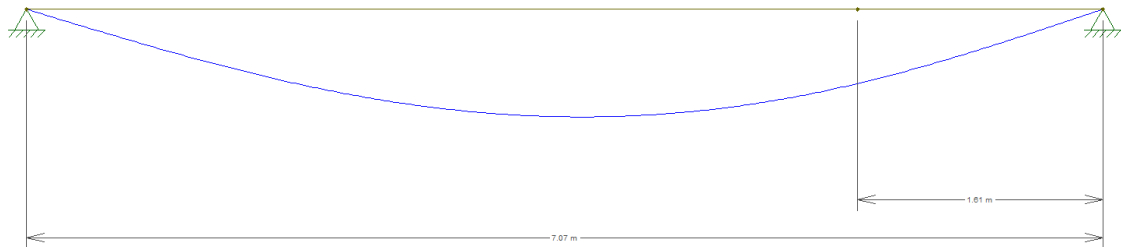
$$M_a = 194100000 \text{ N mm}$$

$$EI = E_{si} \times \left(\left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \times I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] \times I_2 \right)$$

$$EI = E_{si} \times \left(\left(\frac{133.47}{194.10} \right)^3 \times 14745600000 + \left[1 - \left(\frac{133.47}{194.10} \right)^3 \right] \times 3606853003 \right)$$

$$= 1.88 \times 10^{14} \text{ mm}^4 < I_c = 14745600000 \text{ mm}^4$$

1.5.4.5 Flecha imediata



$$\delta = 5.42 \text{ mm}$$

1.5.4.6 Flecha total

$$\alpha_f = 0.68\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = \alpha_i + 0.68\alpha_i = 1.68\alpha_i$$

$$\alpha_{tot} = 1.68 \times 5.42 = 9.11 \text{ mm}$$

1.5.4.7 Verificação

Segundo a tabela 13.3 da NBR 6118:2014, temos que o deslocamento limite máximo permitido por razão da limitação visual é de $l/200$. Para a situação mais desfavorável da viga (segunda parte dela), temos:

$$\frac{l}{200} = \frac{707.50}{200} = 3.54 \text{ cm} > 9.11 \text{ mm} \therefore \text{Atende}$$

1.5.5 Estado limite de fissuração

$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

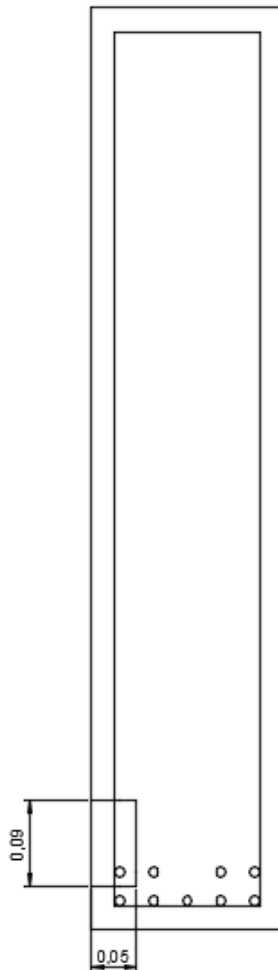
$$w_k = \frac{\phi_i}{1.25 * \eta_1} \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ (barra nervurada)}$$

$$f_{ctm} = 2.896 \text{ MPa (calculado em 1.1.1)}$$

$$E_{si} = 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\phi_i = 10 \text{ mm}$$



$$A_{cr} = (30 + 10 \times 7.5) + (30 + 40)$$

$$A_{cr} = 7350 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{si} = \frac{500}{1.15 \times 1.4} = 310.56 \text{ MPa}$$

$$\rho_{ri} = \frac{A_s}{A_{cr}} = \frac{706.50}{7350} = 0.096$$

$$w_k = \frac{10}{1.25 * 2.25} \frac{310.56}{210000} \frac{3 \times 310.56}{2.896} = 0.17 \text{ mm } \textit{governa!}$$

$$w_k = \frac{10}{1.25 * 2.25} \frac{310.56}{210000} \left(\frac{4}{0.096} + 45 \right) = 0.045 \text{ mm}$$

1.5.6 Vistas transversais

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0.5 d_{\{max\}} \end{cases}$$

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1.2 d_{\{max\}} \end{cases}$$

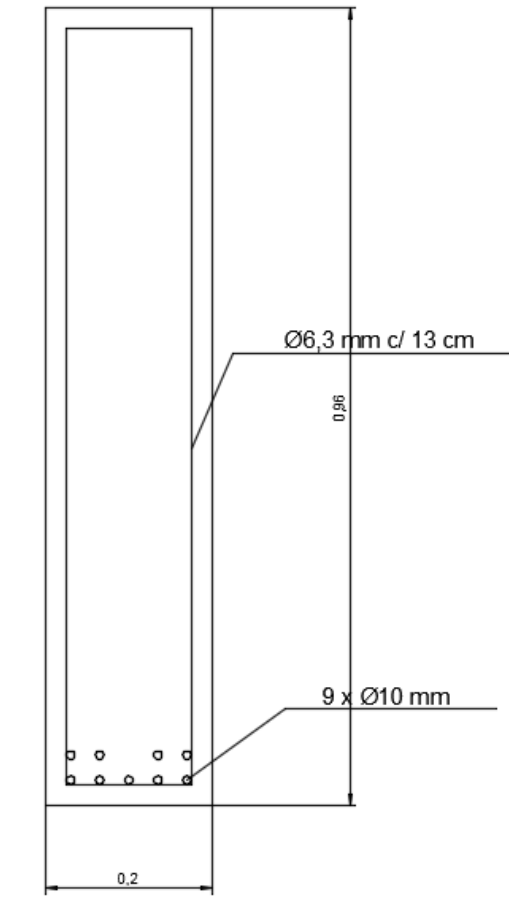
Como não temos essa informação, vamos considerar que o diâmetro máximo do agregado ($d_{\{max\}}$) não seja um limitador nos espaçamentos.

$$\phi = 1,25 \text{ cm}$$

$$e_v \geq 2 \text{ cm}$$

$$e_h \geq 2 \text{ cm}$$

Assim, temos:



Para os cortes em escala, consultar plantas em anexo.

1.5.7 Vista Longitudinal

1.5.7.1 Comprimento de ancoragem

1.5.7.1.1 Situação de boa aderência (momento positivo)

$$f_{bd}^+ = 3.26 \text{ N/mm}^2$$

$$l_b^+ = \frac{\phi \times f_{yd}}{4 \times f_{bd}^+} \geq 25 \times \phi$$

$$= \frac{10 \times 434.8}{4 \times 3.26} \geq 25 \times 10$$

$$= 690.13.8 \text{ mm}$$

1.5.7.2 Decalagem

Como os estribos estão a 90º, então:

$$\begin{aligned}a_l &= 0.5 \times d \\&= 0.5 \times 935 \\&= 467.50mm\end{aligned}$$

1.5.7.3 Área mínima até o apoio

$$\begin{aligned}A_{s_{apoio}} &= \frac{V_d \times a_l}{f_{yd} \times d} \geq \frac{A_{sv\tilde{a}o}}{3} \\A_{s_{apoio}} &= \frac{V_d \times 467.5}{434.8 \times 935} \geq \frac{A_{sv\tilde{a}o}}{3} \\A_{s_{apoio}} &= \frac{V_d}{869.60 \text{ N/mm}^2} \geq \frac{A_{sv\tilde{a}o}}{3}\end{aligned}$$

1.5.7.3.1 Área mínima no apoio da esquerda

$$\begin{aligned}V_d &= 166.4kN \\A_{min_1} &= 235 \text{ mm}^2 \\A_{s_{apoio}} &= \frac{166.4 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq 191.35 \text{ mm}^2 \\A_{s_{apoio}} &= 191.35mm^2\end{aligned}$$

1.5.7.3.2 Área mínima no apoio da direita

$$\begin{aligned}V_d &= 166.4kN \\A_{min_1} &= 235 \text{ mm}^2 \\A_{s_{apoio}} &= \frac{166.4 \text{ kN}}{86,96 \text{ kN/cm}^2} \geq 235 \text{ mm}^2 \\A_{s_{apoio}} &= 235mm^2\end{aligned}$$

1.5.7.4 Retirada de barras

Lembrando que devemos ter ao menos 2 barras para respeitar a área mínima e que tiramos as tiramos em pares.

Cálculo para 3 barras:

$$\omega = \frac{A_s \times f_{yd}}{b \times d \times f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{235 \times 434.8}{200 \times 935 \times (30/1,4)}$$

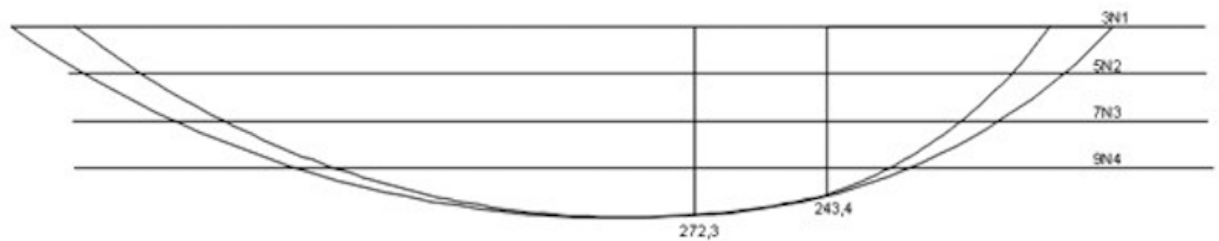
$$\omega = 0.073 \therefore \mu_d = 0.10$$

$$M_{sd} = \mu_d \times b \times d^2 \times f_{cd}$$

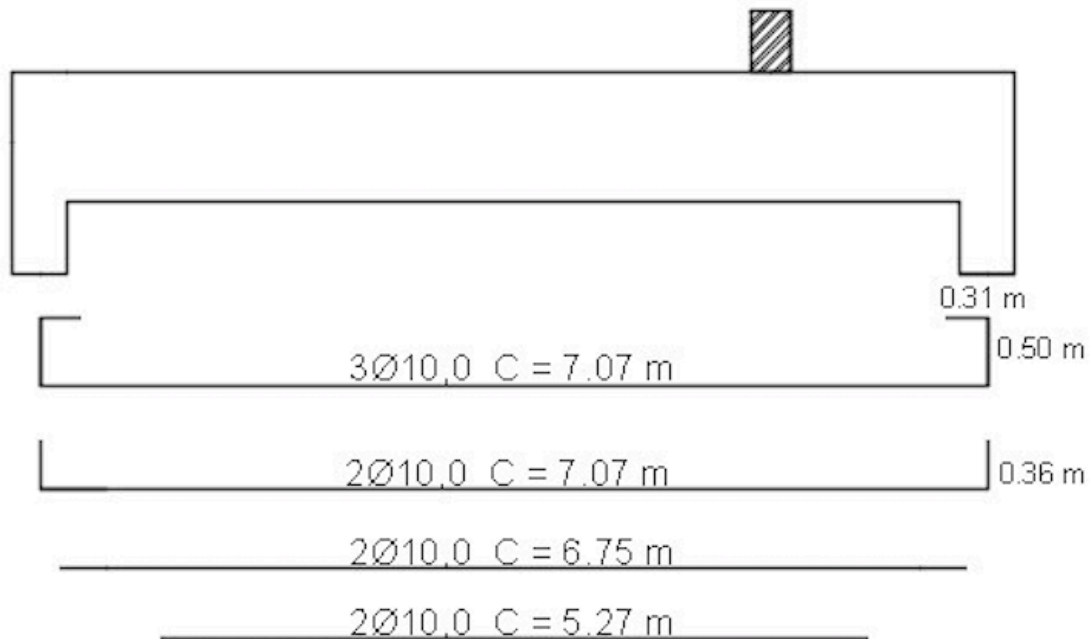
$$M_{sd} = 0.10 \times 40 \times 46^2 \times 3/1,4$$

$$M_{sd} = 18137.14 \text{ kNcm} = 181,37 \text{ kNm}$$

1.5.7.4.1 Diagrama de momento fletor decalado com as barras



1.5.7.4.2 Vista longitudinal



2 Pilares

2.1 Pilar 25

2.1.1 Comprimento Equivalente

$$l_e = l_0 + h = 4500 + 1850 = 6350 \text{ mm}$$

$$l_e = l = 4500 + 960 = 5460 \text{ mm}$$

Como se deve adotar o menor dos valores encontrados:

$$l_{sup} = l_e = 5460 \text{ mm}$$

$$l_{inf} = 3350 + 960 = 4310 \text{ mm}$$

2.1.2 Raio de Giração

$$A = B \times H$$

$$A = 30\text{cm} \times 185\text{cm} = 555000 \text{ mm}^2$$

Para o eixo x:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1850 \times 300^3 / 12}{555000}} = 86,60 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{5460}{86,60} = 63,05$$

Para o eixo y:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{300 \times 1850^3 / 12}{555000}} = 534,05 \text{ mm}$$

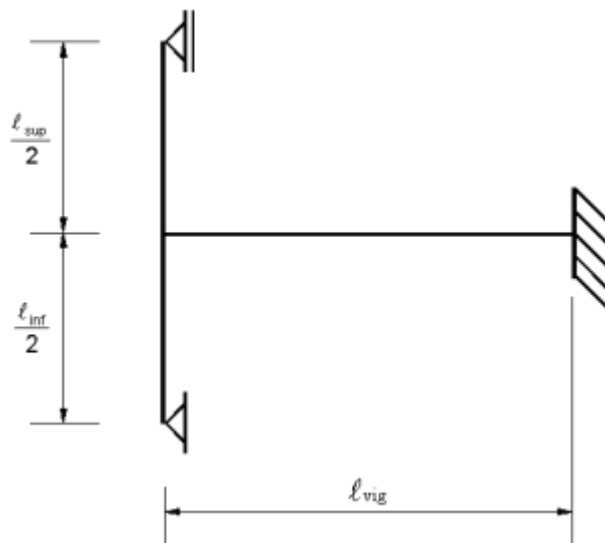
$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{5460}{534,05} = 10,22$$

Constatações:

$$I_{menor} = 4162500000 \text{ mm}^4$$

$$\lambda_{maior} = 63,05$$

2.1.3 Rigidez



$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{4,16 \times 10^9}{5460/2} = 1524725,28 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{4,16 \times 10^9}{4310/2} = 1931554,52 \text{ mm}^3$$

Andar superior:

$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{4,16 \times 10^9}{(3040 + 960)/2} = 2080000 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{4,16 \times 10^9}{5460/2} = 1524725 \text{ mm}^3$$

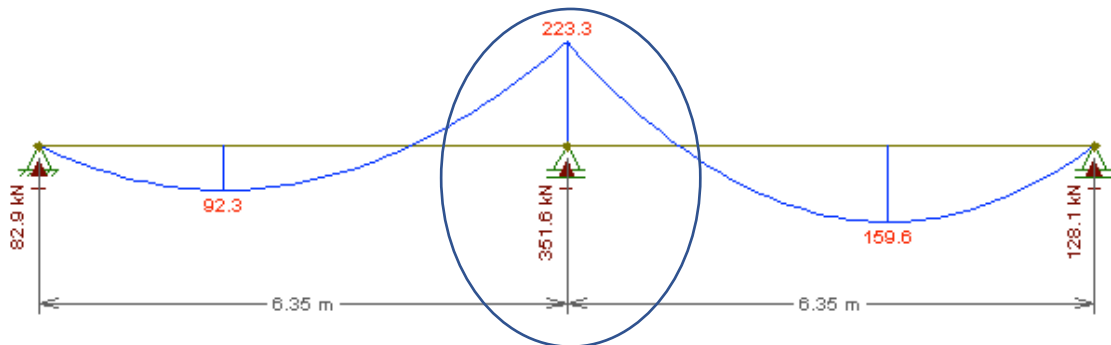
Andar inferior:

$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{4,16 \times 10^9}{4310/2} = 1931554 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} + \frac{4,16 \times 10^9}{(2080 + 960)/2} = 2736842 \text{ mm}^3$$

2.1.4 Cargas e Momentos

2.1.4.1 Viga 70



$$N = 351,6 \text{ kN}$$

$$M = 223,3 \text{ kNm}$$

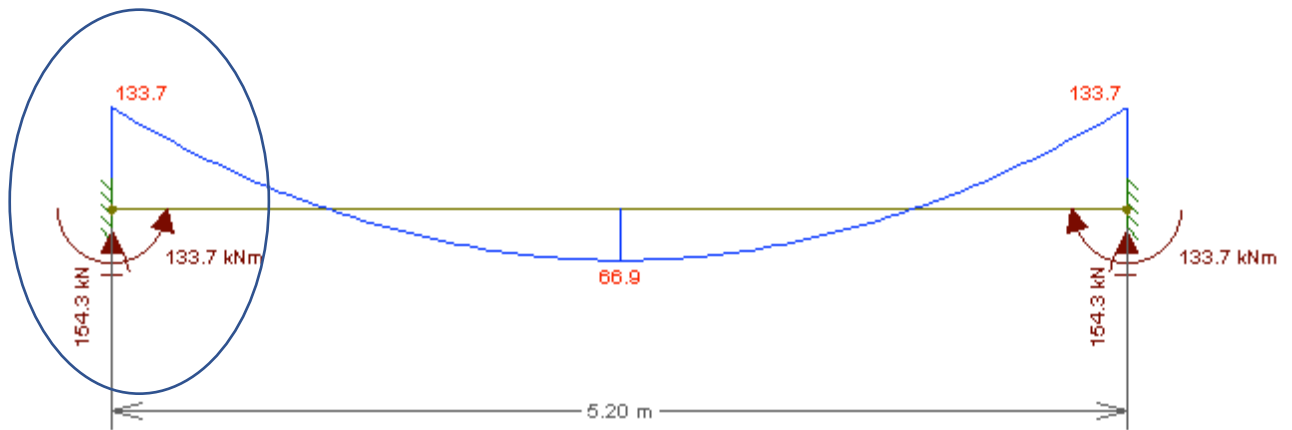
2.1.4.2 Viga 24

A viga sofre carregamento da laje 24 e 33, aproveitando os cálculos da página V70-1 do projeto de concreto 1, temos que:

$$R_{L24} = \frac{(1,4 * 9 * (6,3 * 6,375 - 2 * 7,263774)/2)}{6,375} = 25,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{L33} = 34,01 \frac{kN}{m} (L28/9)$$

$$q_{V25} = 25,33 + 34,01 = 59,34 \frac{kN}{m}$$



$N = 154,3 \text{ kN}$ (retirado da imagem)

$$r_{vig} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{3658666667}{5200} = 703.589,74 \text{ mm}^3$$

$$M_{eng} = 133,7 \text{ kNm}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{sup}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 46,39 \text{ kNm}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{inf}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 58,77 \text{ kNm}$$

Andar superior:

$$r_{sup} = 2080000 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 1524725 \text{ mm}^3$$

$$M_{inf+1} = 133,7 \times \frac{3 \times 1524725}{4 \times 703589,74 + 3 \times 1524725 + 3 \times 2080000} = 44,87 \text{ kNm}$$

Andar inferior:

$$r_{sup} = 1931554 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 2736842 \text{ mm}^3$$

$$M_{supi-1} = 133,7 \times \frac{3 \times 1931554}{4 \times 703589,74 + 3 \times 2736842 + 3 \times 1931554} = 46,06 \text{ kNm}$$

Considerando os efeitos dos outros andares, temos:

$$M_{d,topo} = 46,39 + 0,5 \times 44,87 \cong 69,58 \text{ kNm}$$

$$M_{d,base} = 58,77 + 0,5 \times 46,06 \cong 88,15 \text{ kNm}$$

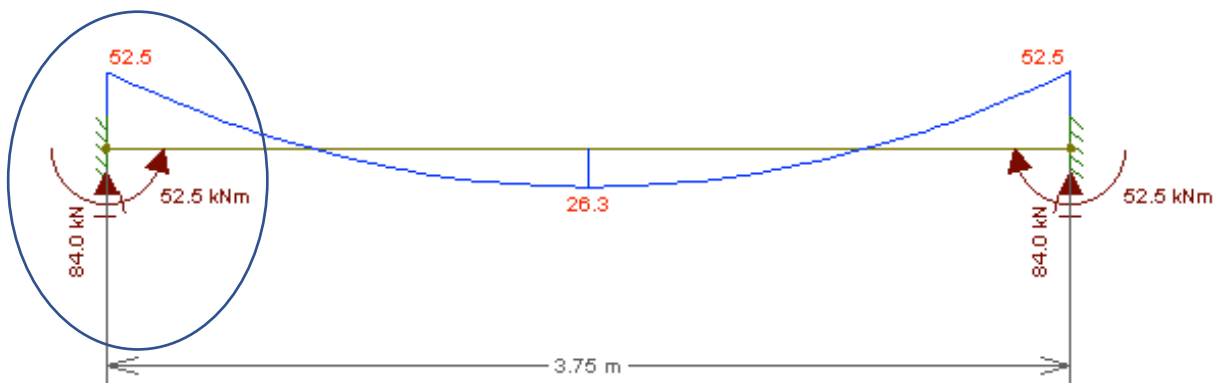
2.1.4.3 Viga 25

A viga sofre carregamento da laje 34 e 25, aproveitando os cálculos da página V70-1 do projeto de concreto 1, temos que:

$$R_{L34} = \frac{(1,4 \times 14 \times (6,4 \times 4,5805 - 2 \times 5,728905)/4)}{4,5805} = 19,10 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{L25} = \frac{(1,4 \times 14 \times (6,35 \times 5,25 - 2 \times 9,778125)/2)}{5,25} = 25,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{V25} = 19,10 + 25,72 = 44,82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$$N = 84 \text{ kN (retirado da imagem)}$$

$$r_{vig} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{2433400000}{3750} = 648.906,67 \text{ mm}^3$$

$$M_{eng} = 52,5 \text{ kNm}$$

$$M_{viga} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{sup}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 18,52 \text{ kNm}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{inf}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 23,47 \text{ kNm}$$

Andar superior:

$$r_{sup} = 2080000 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 1524725 \text{ mm}^3$$

$$M_{inf+1} = 52,5 \times \frac{3 \times 1524725}{4 \times 648906,67 + 3 \times 1524725 + 3 \times 2080000} = 17,91 \text{ kNm}$$

Andar inferior:

$$r_{sup} = 1931554 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 2736842 \text{ mm}^3$$

$$M_{supi-1} = 52,5 \times \frac{3 \times 1931554}{4 \times 648906,67 + 3 \times 2736842 + 3 \times 1931554} = 18,33 \text{ kNm}$$

Considerando os efeitos dos outros andares, temos:

$$M_{d,topo} = 18,52 + 0,5 \times 17,91 \cong 27,78 \text{ kNm}$$

$$M_{d,base} = 23,47 + 0,5 \times 18,33 \cong 35,21 \text{ kNm}$$

2.1.5 Excentricidade de Primeira Ordem

2.1.5.1 Excentricidade Inicial

2.1.5.1.1 Carga normal no pilar

$$N_{andar} = \sum N_{vigas}$$

$$N_{andar} = 351,6 + 154,3 + 84 = 589,9 \text{ kN}$$

$$N_{19andares} = 19 \times 589,9 = 11208,1 \text{ kN}$$

$$H = 450 + 14 \times 304 + 361 + 304 + 265 + 275 = 5911 \text{ cm} = 59,11 \text{ m}$$

$$\text{Peso próprio} = b \times h \times H \times \gamma$$

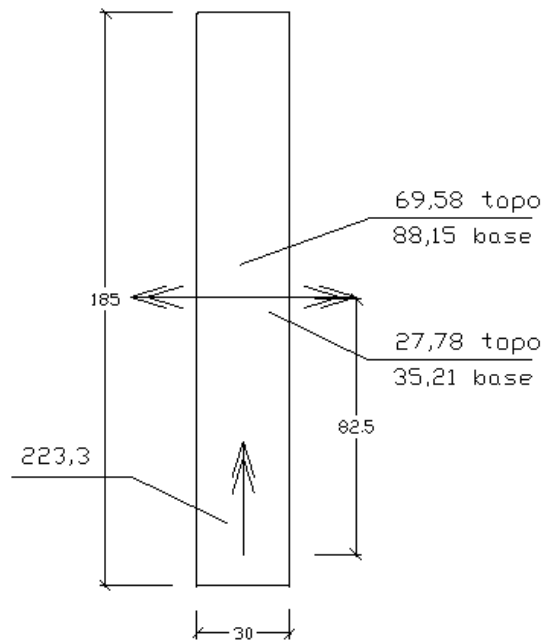
$$Peso\ próprio = (1,85 * 0,30 * 59,11) * 25 = 820,15\ kN$$

$$N = Peso\ próprio + N_{19\text{andares}}$$

$$N = 820,15 + 11208,10 = 12028,25\ kN$$

2.1.5.1.1 Momento no pilar

Momentos de engastamento calculados no pilar (em kNm):



Consideraremos o eixo x paralelo à menor largura e y à maior largura.

$$M_x = 223,3\ kNm$$

$$e_{ix} = \frac{22330}{12028,25} = 1,86\ cm$$

A carga de uma viga chega excêntrica em 82,5cm e isso provoca um momento em y, além daqueles já calculados:

$$351,6kN * 82,5cm = 290,07\ kNm \rightarrow$$

A pior situação no pilar ocorrerá no topo:

$$M_y = 290,07 - 69,58 + 27,78 = 248,27\ kNm$$

$$e_{iy} = \frac{24827}{12028,25} = 2,06\ cm$$

2.1.6 Excentricidade Acidental

2.1.6.1 Imperfeições Globais

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{l}}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{59.11}} = 0,00013$$

$$\theta_a = \theta_1 \times \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

$$\theta_a = 0,0010$$

2.1.6.2 Imperfeições Locais

$$e_a = \theta_1 \times \frac{l}{2}$$

$$e_a = 0,0010 \times \frac{546}{2} \geq \frac{546}{600}$$

$$= 0,91 \text{ cm}$$

“Nas estruturas reticuladas usuais admite-se que o efeito das imperfeições locais esteja atendido se for respeitado esse valor de momento total mínimo. A este momento devem ser acrescidos os momentos de 2a ordem”

2.1.7 Momento Mínimo

$$M_{1d,minx} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_x)$$

$$M_{1d,minx} = 12028,25 \times (0.015 + 0.03 \times 0,3) = 288,68 \text{ kNm}$$

$$e_{i,minx} = (0.015 + 0.03 \times 0,3) = 1,59 \text{ cm}$$

$$M_{1d,miny} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_y)$$

$$M_{1d,miny} = 12028,25 \times (0.015 + 0.03 \times 1,85) = 847,99 \text{ kNm}$$

$$e_{i,miny} = (0.015 + 0.03 \times 1,85) = 7,05 \text{ cm}$$

$$e_{ix} = 1,86 \text{ cm}$$

$$e_{iy} = 7,05 \text{ cm (mínimo)}$$

2.1.8 Excentricidade Suplementar

Não precisará ser considerado porque $\lambda's < 90$

2.1.9 Esbeltes Limite

$$\alpha_b = 1 \text{ (porque é mínima)}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b}$$

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{M_b}{M_a} \geq 0,40$$

Em x:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 * \frac{N_d * (-1,86)}{N_d * (1,86)} \geq 0,40$$

$$\alpha_b = 0,60 - 0,40 \geq 0,40$$

$$\alpha_b = 0,40$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \times 1,86/30}{0,4} = 63$$

Em y:

$$\alpha_b = 1 \text{ (porque momento é mínimo)}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12.5 \times 2,06/185}{1} = 25,14 \Rightarrow 35$$

$$\lambda_x = 63,05 \text{ (esbelto)}$$

$$\lambda_y = 10,22 \text{ (curto)}$$

2.1.10 Método de Curvatura Aproximada

Em x:

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$v = \frac{12028,25}{5550 * 21,42} = 0,1012$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{30 \times (0,10 + 0.5)} \leq \frac{0.005}{30}$$

$$\frac{1}{r} = 0,0002778 \leq 0,0001667$$

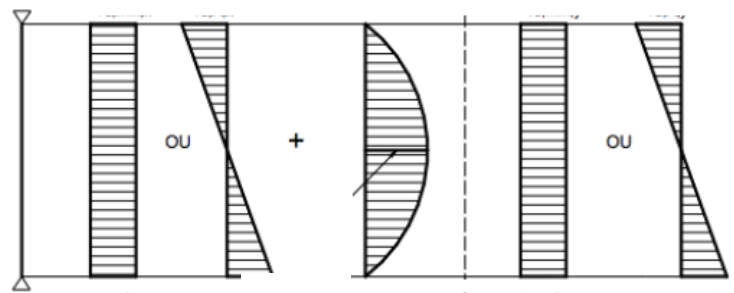
$$\frac{1}{r} = 0,0001667 \text{ cm}^{-1}$$

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

$$e_{2x} = \frac{546^2}{10} * 0,0001667 = 4,97$$

2.1.11 Excentricidade Total

X à esquerda e y à direita:



Pior situação de cálculo:

$$e_x = 1,86 + 4,97 + 0,91 = 7,47 \text{ cm}$$

$$e_y = 7,05 + 0 + 0 = 7,05 \text{ cm}$$

2.1.12 Armadura Longitudinal

$$v = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}}$$

$$v = \frac{12028,25}{5550 * 21,42} = 0,1012$$

$$\mu_x = \frac{\nu * e_x}{h_x}$$

$$\mu_x = \frac{0,1012 * 7,47}{30} = 0,025$$

$$\mu_y = \frac{\nu * e_y}{h_y}$$

$$\mu_y = \frac{0,1012 * 7,05}{185} = 0,004 \Rightarrow \text{Influência quase nula}$$

$$\frac{d_x'}{h_x} = \frac{2,5}{30} = 0,083$$

$$\frac{d_y'}{h_y} = \frac{2,5}{185} = 0,014$$

Consultando o ábaco 38A:

$$\omega \cong 0,05$$

$$A_s = \omega \frac{A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,05 * \frac{5550 * 21,42}{\frac{50}{1,15}} = 136,71 \text{ cm}^2$$

Áreas mínimas e máximas:

$$A_{smin} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{smin} = 0,15 * \frac{12028,25}{\frac{50}{1,15}} \geq 0,004 * 5550$$

$$A_{smin} = 41,29 \text{ cm}^2 \geq 22,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0,08 * 5550 = 444 \text{ cm}^2$$

Logo, temos:

$$A_s = 136,71 \text{ cm}^2$$

O ábaco possui apenas 10 armaduras como padrão, porém nem 10 barras de 40mm (125cm²) seriam suficientes para termos a área, então iremos usar 18 barras de 32mm (144 cm²).

2.1.13 Estribos

2.1.13.1 Diâmetro

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{32 \text{ mm}}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq 8 \text{ mm}$$

Usaremos 8mm

2.1.13.2 Espaçamento

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \\ 12 * 3,2 \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{\phi_t^2}{\phi_l} * \frac{1}{f_{yk}}$$

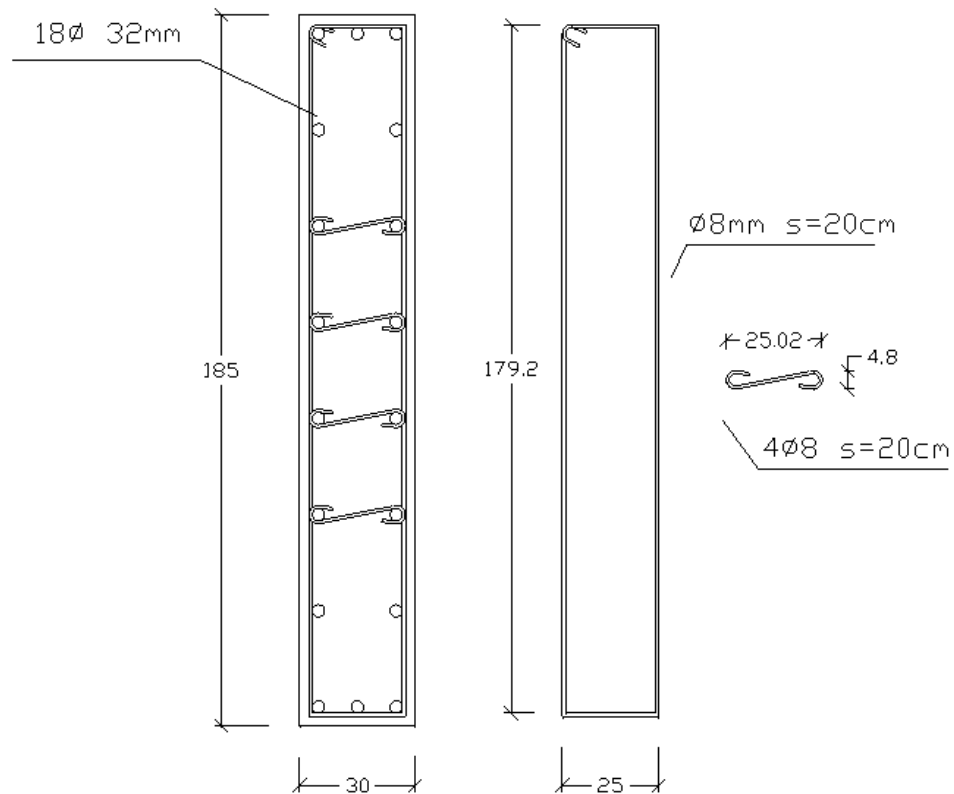
$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{8^2}{32} * \frac{1}{\frac{500}{1,15}} = 414 \text{ mm} = 41,4 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 20 \text{ cm}$$

2.1.13.3 Proteção contra flambagem

$$l_{prot} = 20 * 0,8 = 16 \text{ cm}$$

2.1.13.4 Detalhe



2.2 Pilar 42

2.2.1 Comprimento Equivalente

$$l_e = l_0 + h = 4500 + 1775 = 6275 \text{ mm}$$

$$l_e = l = 4500 + 560 = 5060 \text{ mm}$$

Como se deve adotar o menor dos valores encontrados:

$$l_{sup} = l_e = 5060 \text{ mm}$$

$$l_{inf} = 3350 + 560 = 3910 \text{ mm}$$

2.2.2 Raio de Giração

$$A = B \times H$$

$$A = 25\text{cm} \times 177,5\text{cm} = 443750 \text{ mm}^2$$

Para o eixo x:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1775 \times 250^3 / 12}{443750}} = 72,17 \text{ mm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{5060}{72,17} = 70,11$$

Para o eixo y:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{250 \times 1775^3 / 12}{443750}} = 512,40 \text{ mm}$$

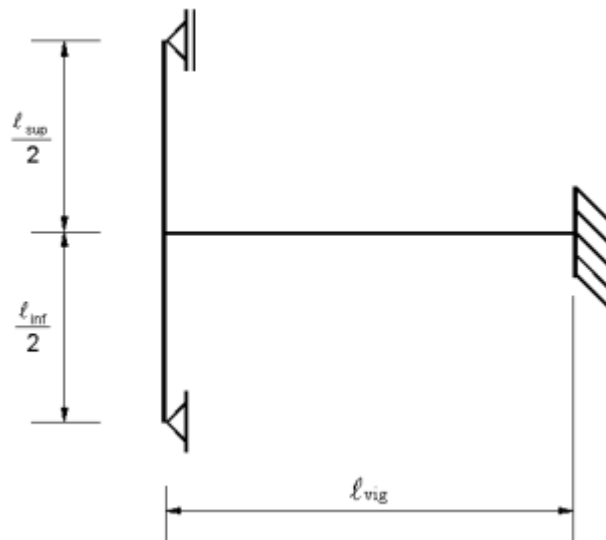
$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{5060}{512,40} = 9,87$$

Constatações:

$$I_{menor} = 2311197916 \text{ mm}^3$$

$$\lambda_{maior} = 72,17$$

2.2.3 Rigidez



$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{5060/2} = 913516,96 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{3910/2} = 1182198,42 \text{ mm}^3$$

Andar superior:

$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{(3040 + 560)/2} = 1283333 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{5060/2} = 913043 \text{ mm}^3$$

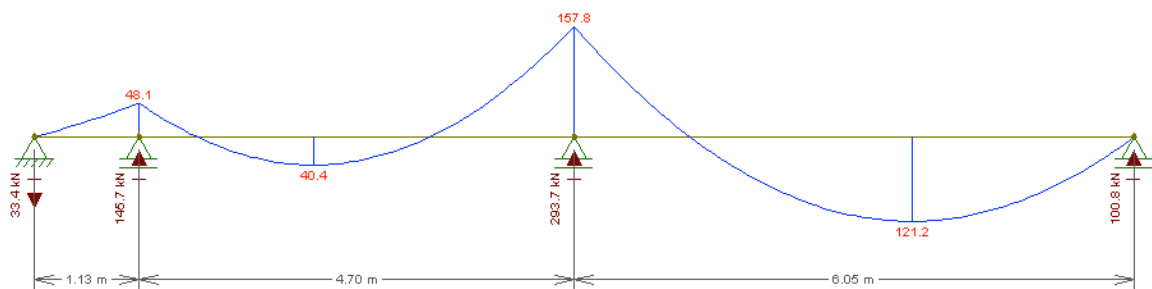
Andar inferior:

$$r_{sup} = \frac{I_{sup}}{l_{sup}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{3910/2} = 1181585 \text{ mm}^3$$

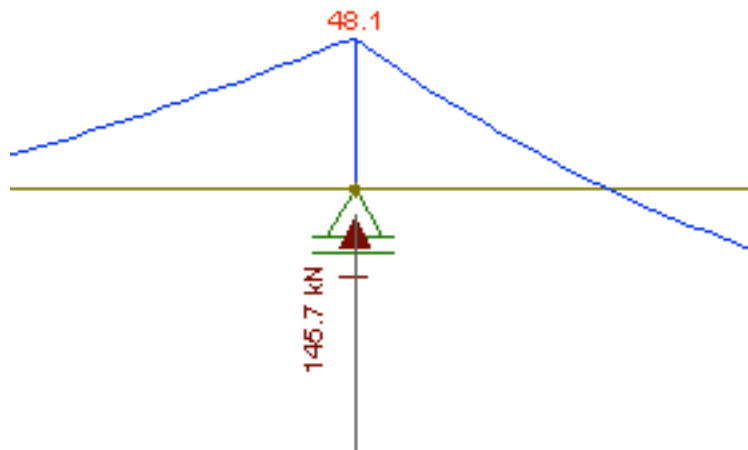
$$r_{inf} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{2,31 \times 10^9}{(2080 + 560)/2} = 1750000 \text{ mm}^3$$

2.2.4 Cargas e Momentos

2.2.4.1 Viga 47



Ampliando:



$N = 145,7 \text{ kN}$ (retirado da imagem)

$M = 48,1 \text{ kNm}$ (retirado da imagem)

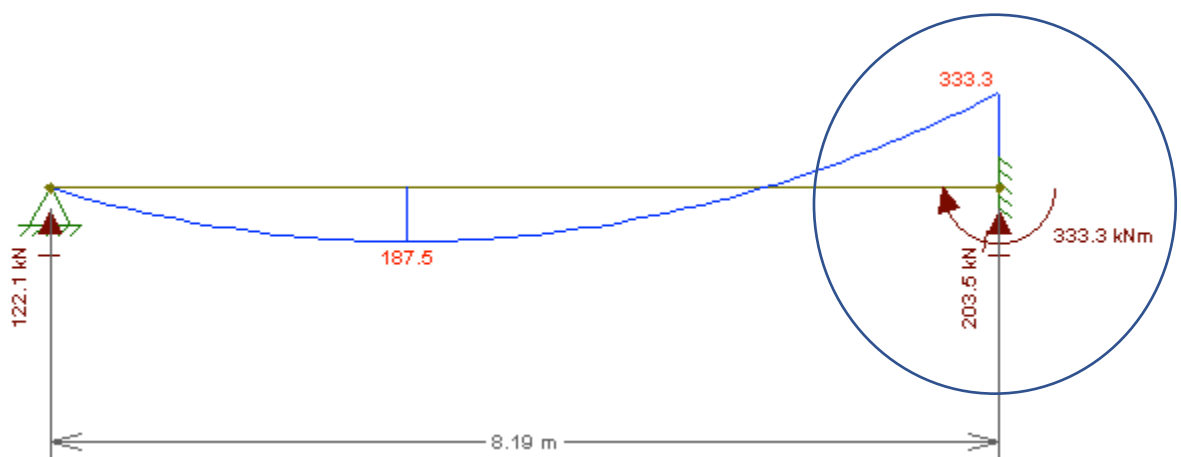
2.2.4.2 Viga 39 (parte a)

$$R_{L44} = \frac{(1,4 * 9 * (6,0044 * 9 - 2 * 9,013205)/2)}{9} = 25,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{L46} = 1,4 * 8 * 0,85 = 9,52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{L47} = 5,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (V27/2)$$

$$q_{V25} = 25,21 + 9,52 + 5,02 = 39,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



$N = 203,5 \text{ kN}$ (retirado da imagem)

$$r_{vig} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{3658666667}{8190} = 446723,65 \text{ mm}^3$$

$$M_{eng} = 333,3 \text{ kNm}$$

$$M_{viga} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}}$$

$$M_{sup} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{sup}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 113,13 \text{ kNm}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{inf}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{inf} + 3 \times r_{sup}} = 146,41 \text{ kNm}$$

Andar superior:

$$r_{sup} = 1283333 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 913043 \text{ mm}^3$$

$$M_{inf+1} = 333,3 \times \frac{3 \times 913043}{4 \times 446723,65 + 3 \times 913043 + 3 \times 1283333} = 109 \text{ kNm}$$

Andar inferior:

$$r_{sup} = 1181585 \text{ mm}^3$$

$$r_{inf} = 1750000 \text{ mm}^3$$

$$M_{sup} = 333,3 \times \frac{3 \times 1181585}{4 \times 446723,65 + 3 \times 1750000 + 3 \times 1181585} = 111,65 \text{ kNm}$$

Considerando os efeitos dos outros andares, temos:

$$M_{d,topo} \cong 113,13 + 0,5 \times 109 = 169,70 \text{ kNm}$$

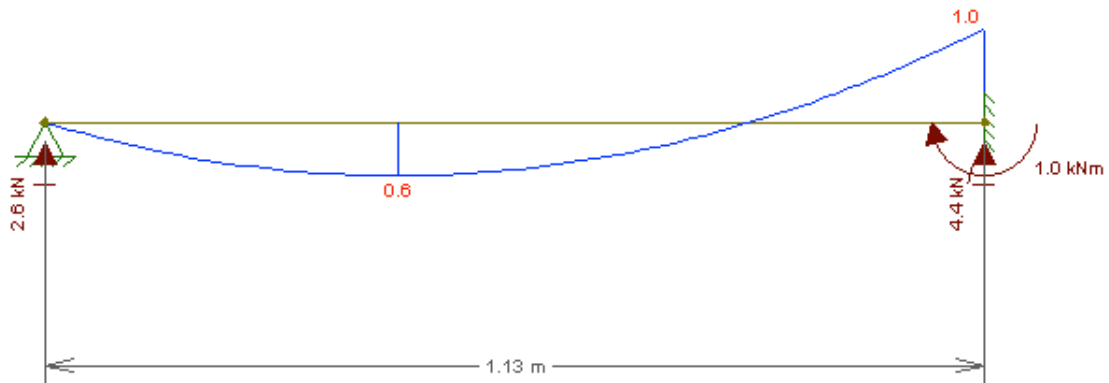
$$M_{d,base} \cong 146,41 + 0,5 \times 111,65 = 219,62 \text{ kNm}$$

2.2.4.3 Viga 45

$$R_{L47} = (1,4 * 0,925 * 1,525 * 8 - 5,02)/2 = 5,39 \frac{kN}{m}$$

$$R_{L46} = 1,4 * 8 * 0,15/2 = 0,84 \frac{kN}{m}$$

$$q_{V45} = 0,84 + 5,39 = 6,23 \frac{kN}{m}$$



$$N = 4,4 \text{ kN (retirado da imagem)}$$

Como o momento aqui é muito menor que os encontrados anteriormente no pilar, não fazemos a ponderação de rigidez e usaremos apenas:

$$M = 1 \text{ kNm}$$

2.2.5 Excentricidade de Primeira Ordem

2.2.5.1 Excentricidade Inicial

2.2.5.1.1 Carga normal no pilar

$$N_{andar} = \sum N_{vigas}$$

$$N_{andar} = 147,7 + 203,5 + 4,4 = 355,6 \text{ kN}$$

$$N_{19andares} = 19 * 355,6 = 6756,4 \text{ kN}$$

$$H = 450 + 14 * 304 + 361 + 304 + 265 + 275 = 5911 \text{ cm} = 59,11 \text{ m}$$

$$\text{Peso próprio} = b * h * H * \gamma$$

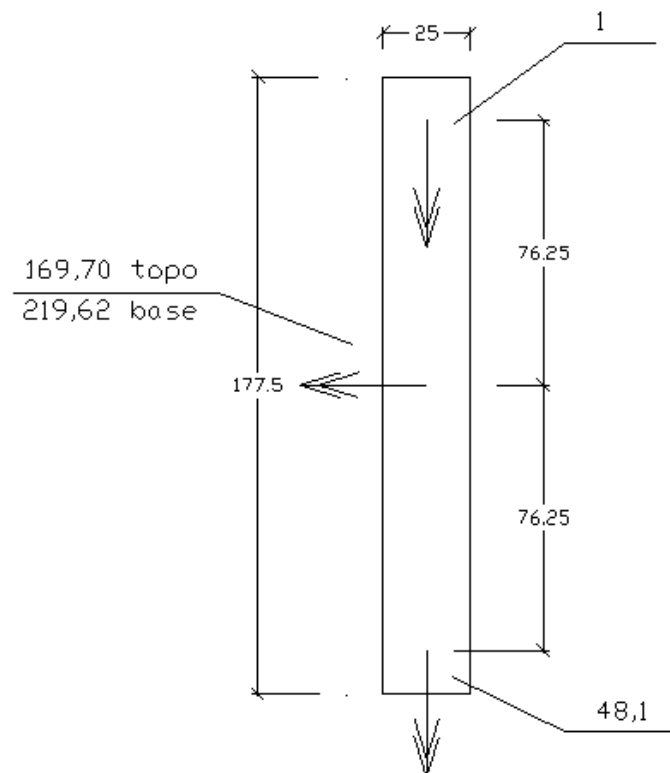
$$\text{Peso próprio} = (1,85 * 0,30 * 59,11) * 25 = 820,15 \text{ kN}$$

$$N = \text{Peso próprio} + N_{19\text{andares}}$$

$$N = 820,15 + 6756,4 = 7576,55 \text{ kN}$$

2.2.5.1.2 Momento no pilar

Momentos de engastamento calculados no pilar (em kNm):



Consideraremos o eixo x paralelo à menor largura e y à maior largura.

$$M_x = 48,1 + 1 = 49,10 \text{ kNm}$$

$$e_x = \frac{4910}{7576,55} = 0,65 \text{ cm}$$

Duas, das três, vigas chegam com excentricidade, então temos a pior caso de momento na base:

$$M_y = 219,62 + 0,7625 * 1 - 0,7625 * 145,7 = 109,29 \text{ kNm}$$

$$e_y = \frac{10929}{7576,55} = 1,44 \text{ cm}$$

2.2.6 Excentricidade Acidental

2.2.6.1 Imperfeições Globais

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{l}}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{59.11}} = 0,00013$$

$$\theta_a = \theta_1 \times \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

$$\theta_a = 0,0011$$

2.2.6.2 Imperfeições Locais

$$e_a = \theta_1 \times \frac{l}{2}$$

$$e_a = 0,0011 \times \frac{5060}{2} = 0,28 \text{ cm}$$

2.2.7 Momento Mínimo

$$M_{1d,minx} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_x)$$

$$M_{1d,minx} = 7576,55 \times (0,015 + 0,03 \times 0,25) = 170,47 \text{ kNm}$$

$$e_{i,minx} = (0.015 + 0.03 \times 0,25) = 2,25 \text{ cm}$$

$$M_{1d,miny} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_y)$$

$$M_{1d,miny} = 7576,55 \times (0,015 + 0,03 \times 1,775) = 517,10 \text{ kNm}$$

$$e_{i,miny} = (0.015 + 0.03 \times 1,775) = 6,83 \text{ cm}$$

$$e_{i_x} = 2,25 \text{ cm (mínimo)}$$

$$e_{i_y} = 6,83 \text{ cm (mínimo)}$$

Pode ser dimensionado como pilar centrado.

2.2.8 Excentricidade Suplementar

Não precisará ser considerado porque $\lambda's < 90$

2.2.9 Esbeltes Limite

$\alpha_b = 1$ (*temos momentos mínimos*)

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b}$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{0,65}{25}}{1} = 25,33 \Rightarrow 35$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \times \frac{1,44}{177,5}}{1} = 25,10 \Rightarrow 35$$

$$\lambda_x = 70,11 \text{ (esbelto)}$$

$$\lambda_y = 9,87 \text{ (curto)}$$

2.2.10 Método de Curvatura Aproximada

Em x:

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$v = \frac{7576,55}{4437,50 * 21,42} = 0,079710$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{25 \times (0,079710 + 0,5)} \leq \frac{0.005}{25}$$

$$\frac{1}{r} = 0,000345 \leq 0,0002$$

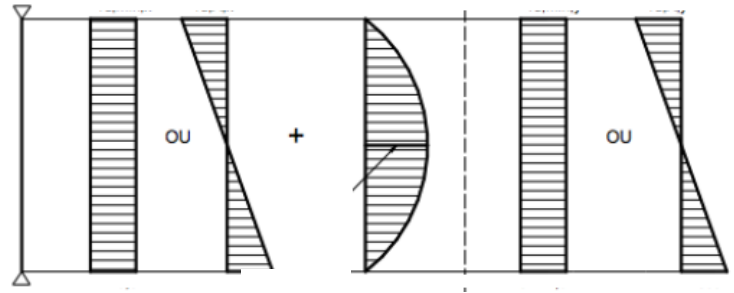
$$\frac{1}{r} = 0,0002 \text{ cm}^{-1}$$

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

$$e_{2x} = \frac{506^2}{10} * 0,0002 = 5,12 \text{ cm}$$

2.2.11 Excentricidade Total

x à esquerda e y à direita:



Pior situação de cálculo:

$$e_x = 2,25 + 5,12 + 0,28 = 7,65 \text{ cm}$$

$$e_y = 6,83 + 0 + 0 = 6,83 \text{ cm}$$

2.2.12 Armadura Longitudinal

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

$$v = \frac{7576,55}{4437,50 * 21,42} = 0,079710$$

$$\mu_x = \frac{v * e_x}{h_x}$$

$$\mu_x = \frac{0,079710 * 7,65}{25} = 0,024$$

$$\mu_y = \frac{v * e_y}{h_y}$$

$$\mu_y = \frac{0,079710 * 6,83}{177,5} = 0,0031 \Rightarrow \text{praticamente não influencia}$$

$$\frac{d_x'}{h_x} = \frac{2,5}{25} = 0,10$$

$$\frac{d_y'}{h_y} = \frac{2,5}{177,5} = 0,014$$

Consultando os ábacos 38A de flexão oblíqua:

$$\omega \cong 0,04$$

$$A_s = \omega \frac{A_c * f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = 0,04 * \frac{4437,50 * 21,42}{\frac{50}{1,15}} = 87,45 \text{ cm}^2$$

Áreas mínimas e máximas:

$$A_{smin} = 0,15 * \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 * A_c$$

$$A_{smin} = 0,15 * \frac{7576,55}{\frac{50}{1,15}} \geq 0,004 * 4437,50$$

$$A_{smin} = 26,14 \text{ cm}^2 \geq 17,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = 0,08 * 4437,50 = 355 \text{ cm}^2$$

Logo, temos:

$$A_s = 87,45 \text{ cm}^2$$

O ábaco pode para usarmos 10 barras, mas isso só seria possível com 10 barras de 40mm (125cm²) que é relativamente mais do que precisamos. Vamos, então, considerar 18 barras de 25mm (90 cm²).

2.2.13 Estribos

Os cálculos seguirão exatamente como o pilar anterior:

2.2.13.1 Diâmetro

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

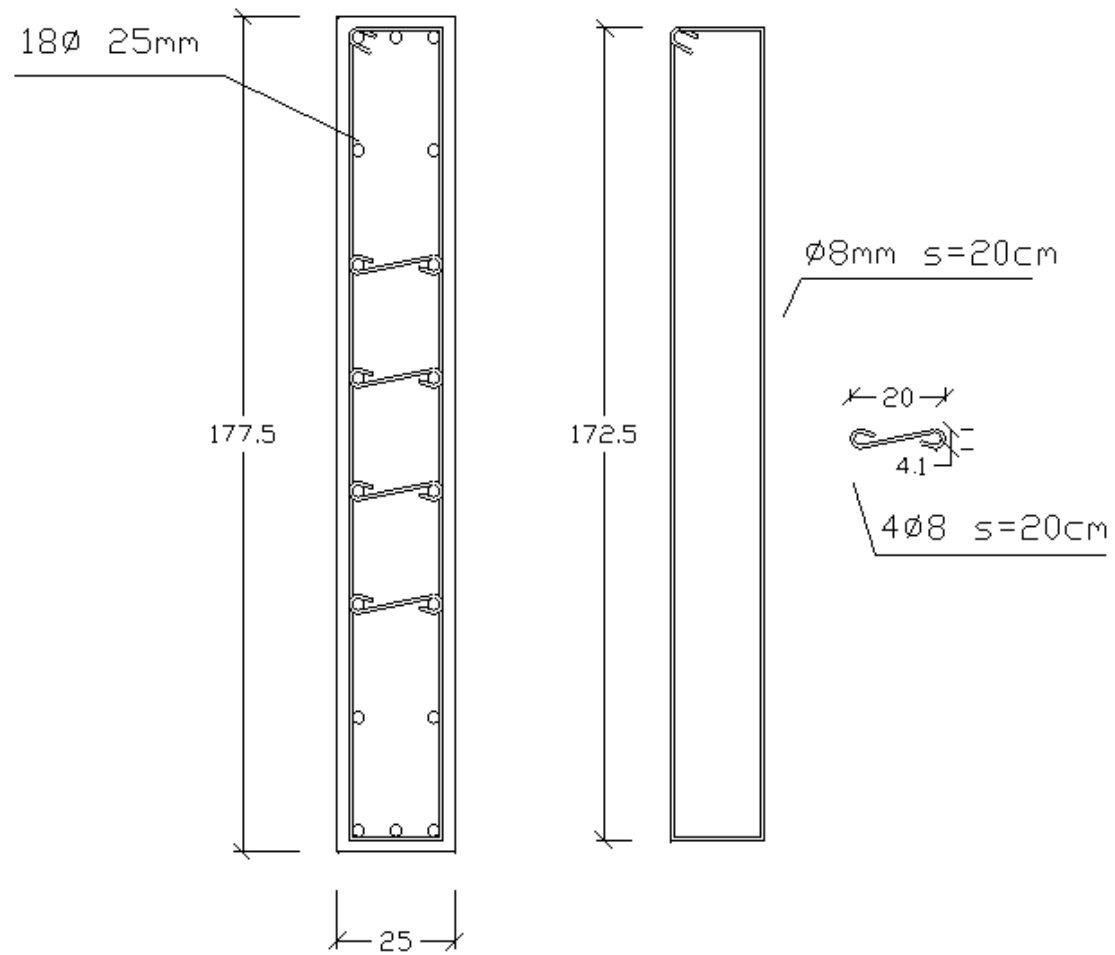
2.2.13.2 Espaçamento

$$s_{m\acute{a}x} = 20 \text{ cm}$$

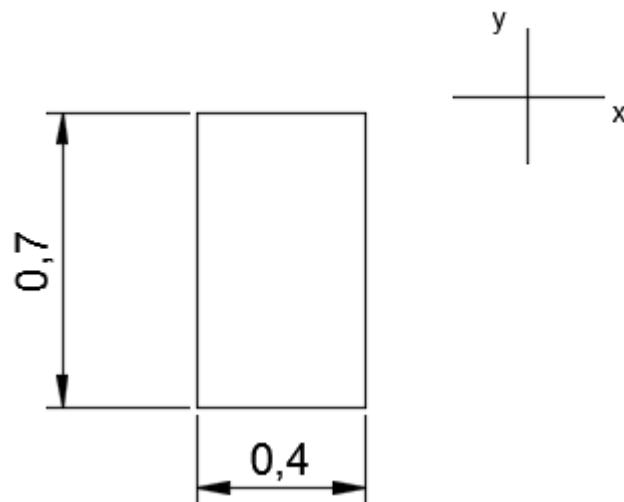
2.2.13.3 Proteção contra flambagem

$$l_{prot} = 20 * 0,8 = 16 \text{ cm}$$

2.2.13.4 Detalhe



2.3 Pilar 2 – Viga 1



2.3.1 Comprimento Equivalente

$$l_{ex} = l_0 + h_x = 450 + 40 = 490 \text{ cm}$$

$$l_{ex} = l = 450 + 96 = 546 \text{ cm}$$

$$l_{ey} = l_0 + h_x = 450 + 70 = 520 \text{ cm}$$

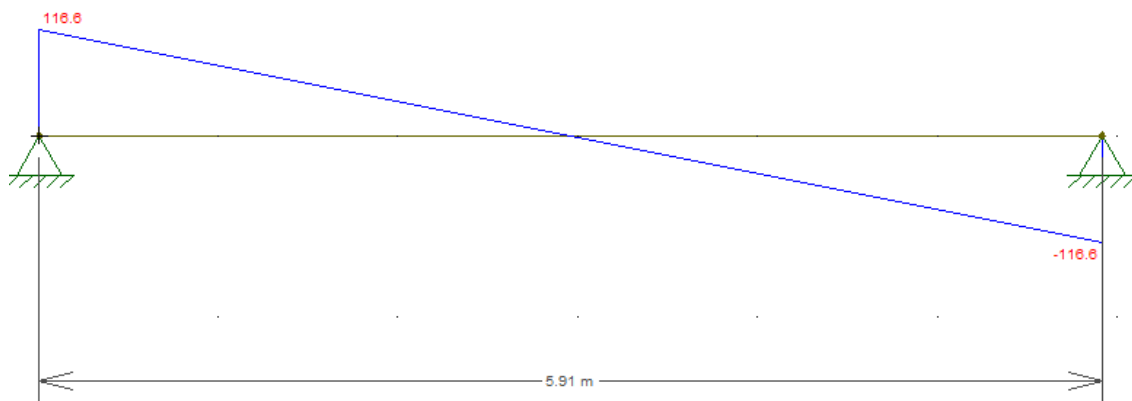
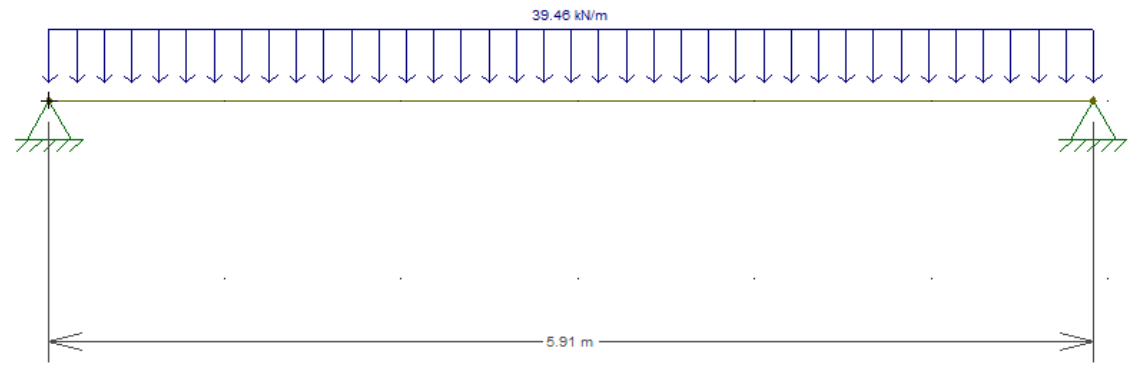
$$l_{ey} = l = 450 + 96 = 546 \text{ cm}$$

Logo,

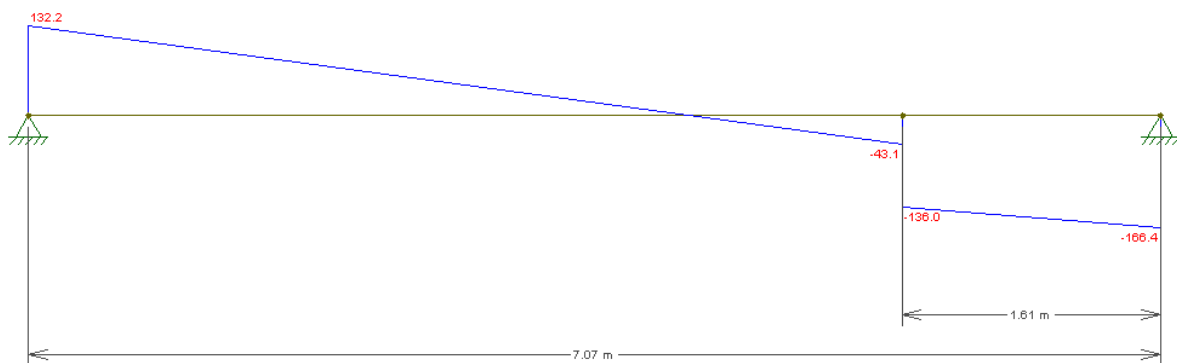
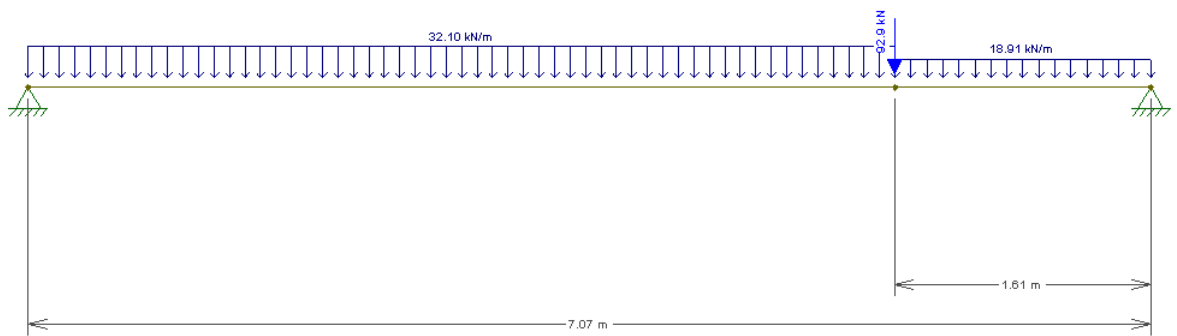
$$l_{ex} = l_{ey} = 546 \text{ cm}$$

2.3.2 Esforço Normal

Cortante da V1:



Cortante da V53:



$$N_d = R_{V53} \times n + R_{V1} \times n + \gamma_{concreto} \times V_{pilar}$$

$$N_d = 166.40 \times 19 + 116.60 \times 19 + 1,4 \times 25 \times 59,11 \times 0,7 \times 0,4$$

$$N_d = 5956.28 \text{ kN}$$

2.3.4 Raio de Giração

$$A = B \times H = 70 \times 40 = 2800 \text{ cm}^2$$

Para o eixo x:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{70 \times 40^3 / 12}{2800}} = 11.55 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{546}{11.55} = 47.27$$

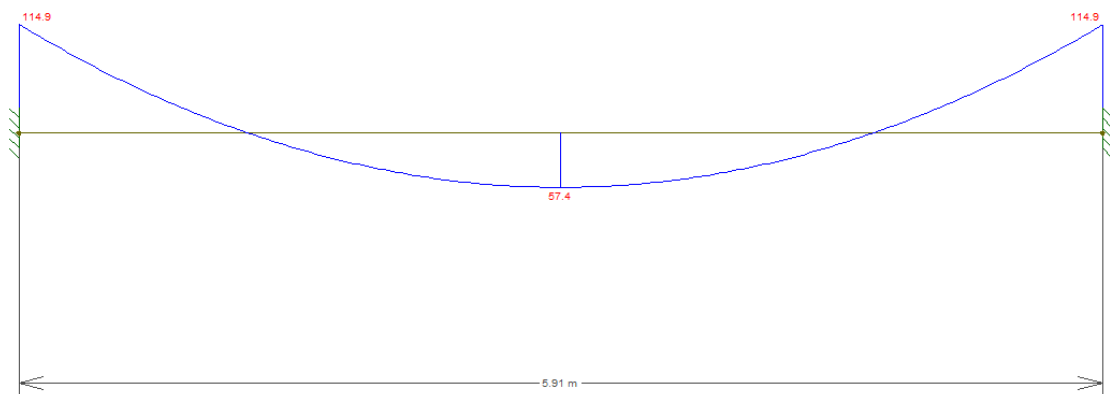
Para o eixo y:

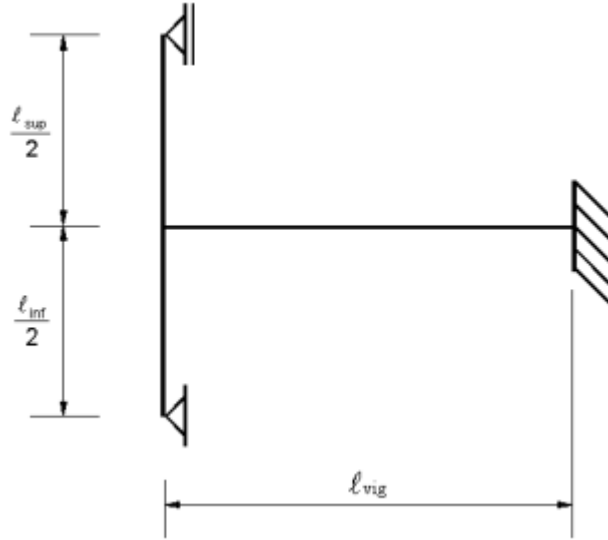
$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{40 \times 70^3 / 12}{2800}} = 20.21 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{546}{20.21} = 27.02$$

2.3.5 Excentricidade de Primeira Ordem

2.3.5.1 Pórtico Viga 1





2.3.5.1.1 Rigidez Viga 1

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{1474560}{591} = 2495.02 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i} = \frac{I_{supx}}{l_{supx}/2} = \frac{373333.33}{546/2} = 1367.52 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i+1} = \frac{I_{supx,i+1}}{l_{supx,i+1}/2} = \frac{373333.33}{400/2} = 1866.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i} = \frac{I_{supy,i}}{l_{supy,i}/2} = \frac{1143333.33}{546/2} = 4188.03 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i+1} = \frac{I_{supy,i+1}}{l_{supy,i+1}/2} = \frac{1143333.33}{400/2} = 5716.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i} = \frac{I_{infx,i}}{l_{infx,i}/2} = \frac{373333.33}{431/2} = 1732.40 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i+1} = \frac{I_{infx,i+1}}{l_{infx,i+1}/2} = \frac{373333.33}{546/2} = 1367.52 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i} = \frac{I_{infy,i}}{l_{infy,i}/2} = \frac{1143333.33}{431/2} = 5305.49 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i+1} = \frac{I_{infy,i+1}}{l_{infy,i+1}/2} = \frac{1143333.33}{546/2} = 4188.03 \text{ cm}^3$$

2.3.5.1.2 Momentos da Viga 1

$$M_{eng} = 114.90 \text{ kN m} = 11490 \text{ kN cm}$$

$$M_{supx,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supx,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i} + 3 \times r_{supx,i}}$$

$$M_{supx,i} = 11490 \times \frac{3 \times 1367.52}{4 \times 2495.02 + 3 \times 1367.52 + 3 \times 1732.40} = 2444.96 \text{ kN cm}$$

$$M_{supy,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supy,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i} + 3 \times r_{supy,i}}$$

$$M_{supy,i} = 11490 \times \frac{3 \times 4188.03}{4 \times 2495.02 + 3 \times 4188.03 + 3 \times 5305.49} = 3753.48 \text{ kN cm}$$

$$M_{infx,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infx,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i+1} + 3 \times r_{supx,i+1}}$$

$$M_{infx,i+1} = 11490 \times \frac{3 \times 1367.52}{4 \times 2495.02 + 3 \times 1367.52 + 3 \times 1866.67} = 2394.92 \text{ kN cm}$$

$$M_{infy,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infy,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i+1} + 3 \times r_{supy,i+1}}$$

$$M_{infy,i+1} = 11490 \times \frac{3 \times 4188.03}{4 \times 2495.02 + 3 \times 4188.03 + 3 \times 5716.67} = 3636.84 \text{ kN cm}$$

$$M_{Bx} = M_{supx,i} + 0.5 \times M_{infx,i+1}$$

$$M_{Bx} = 2444.96 + 0.5 \times 2394.92 = 3642.42 \text{ kN cm}$$

$$M_{By} = M_{supy,i} + 0.5 \times M_{infy,i+1}$$

$$M_{By} = 3753.48 + 0.5 \times 3636.84 = 5571.90 \text{ kN cm}$$

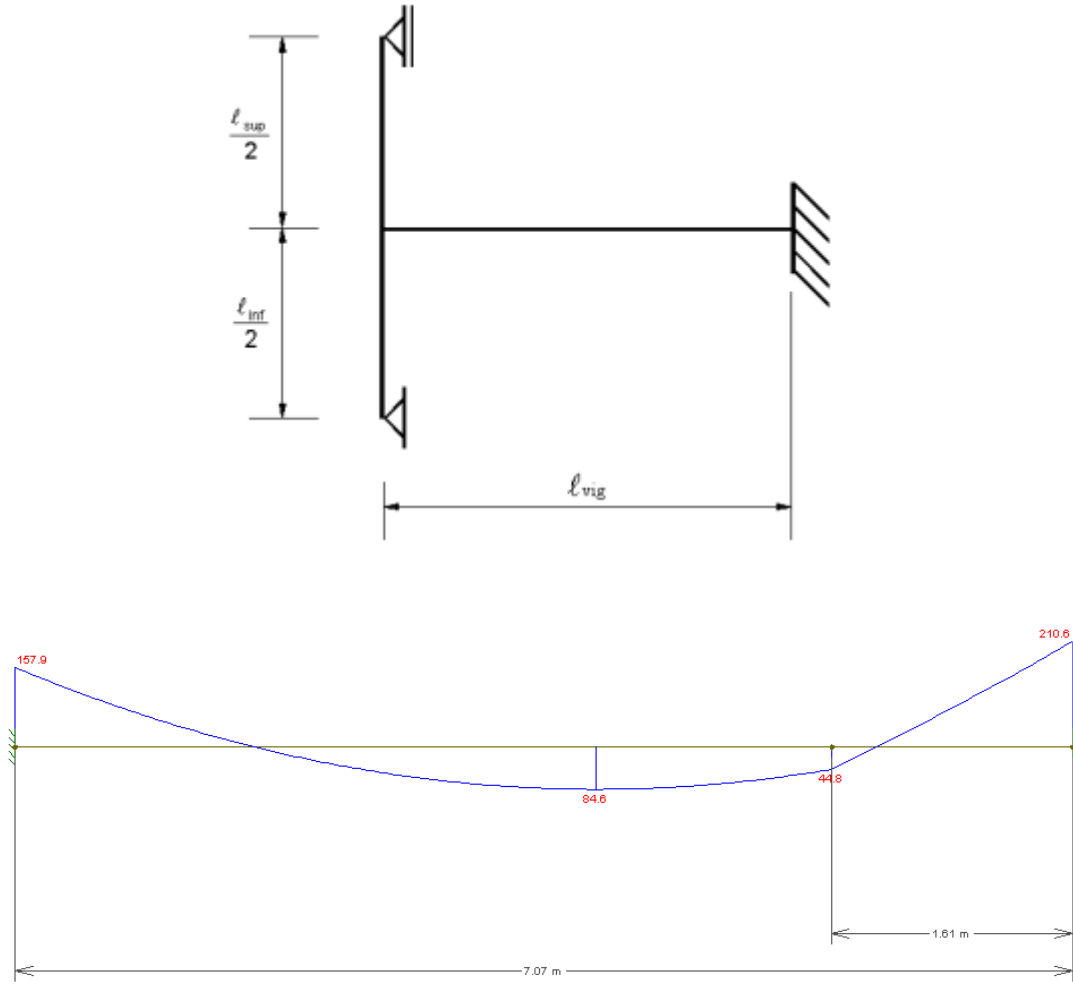
$$M_{Ax} = M_{infx,i+1} + 0.5 \times M_{supx,i}$$

$$M_{Ax} = 2394.92 + 0.5 \times 2444.96 = 3617.40 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ay} = M_{infy,i+1} + 0.5 \times M_{supy,i}$$

$$M_{Ay} = 3636.84 + 0.5 \times 3753.48 = 5513.58 \text{ kN cm}$$

2.3.5.2 Pórtico Viga 53



2.3.5.2.1 Rigidez Viga 53

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{1474560}{707} = 2085.66 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i} = \frac{I_{supx}}{l_{supx}/2} = \frac{373333.33}{546/2} = 1367.52 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i+1} = \frac{I_{supx,i+1}}{l_{supx,i+1}/2} = \frac{373333.33}{400/2} = 1866.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i} = \frac{I_{supy,i}}{l_{supy,i}/2} = \frac{1143333.33}{546/2} = 4188.03 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i+1} = \frac{I_{supy,i+1}}{l_{supy,i+1}/2} = \frac{1143333.33}{400/2} = 5716.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i} = \frac{I_{infx,i}}{l_{infx,i}/2} = \frac{373333.33}{431/2} = 1732.40 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i+1} = \frac{I_{infx,i+1}}{l_{infx,i+1}/2} = \frac{373333.33}{546/2} = 1367.52 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{1143333.33}{431/2} = 5305.49 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i+1} = \frac{I_{infy,i+1}}{l_{inf,i+1}/2} = \frac{1143333.33}{546/2} = 4188.03 \text{ cm}^3$$

2.3.5.2.2 Momentos da Viga 53

$$M_{eng} = 210.60 \text{ kN m} = 21060 \text{ kN cm}$$

$$M_{supx,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supx,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i} + 3 \times r_{supx,i}}$$

$$M_{supx,i} = 21060 \times \frac{3 \times 1367.52}{4 \times 2085.66 + 3 \times 1367.52 + 3 \times 1732.40} = 4897.28 \text{ kN cm}$$

$$M_{supy,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supy,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i} + 3 \times r_{supy,i}}$$

$$M_{supy,i} = 21060 \times \frac{3 \times 4188.03}{4 \times 2085.66 + 3 \times 4188.03 + 3 \times 5305.49} = 7185.68 \text{ kN cm}$$

$$M_{infx,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infx,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i+1} + 3 \times r_{supx,i+1}}$$

$$M_{infx,i+1} = 21060 \times \frac{3 \times 1367.52}{4 \times 2085.66 + 3 \times 1367.52 + 3 \times 1866.67} = 4787.97 \text{ kN cm}$$

$$M_{infy,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infy,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i+1} + 3 \times r_{supy,i+1}}$$

$$M_{infy,i+1} = 21060 \times \frac{3 \times 4188.03}{4 \times 2085.66 + 3 \times 4188.03 + 3 \times 5716.67} = 6952.77 \text{ kN cm}$$

$$M_{Bx} = M_{supx,i} + 0.5 \times M_{infx,i+1}$$

$$M_{Bx} = 4897.28 + 0.5 \times 4787.97 = 7291.26 \text{ kN cm}$$

$$M_{By} = M_{supy,i} + 0.5 \times M_{infy,i+1}$$

$$M_{By} = 7185.68 + 0.5 \times 6952.77 = 10662.06 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ax} = M_{infx,i+1} + 0.5 \times M_{supx,i}$$

$$M_{Ax} = 4787.97 + 0.5 \times 4897.28 = 7236.61 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ay} = M_{infy,i+1} + 0.5 \times M_{supy,i}$$

$$M_{Ay} = 6952.77 + 0.5 \times 7185.68 = 10545.61 \text{ kN cm}$$

2.3.5.2.3 Momentos Mínimos de Primeira Ordem

$$M_{1dx,min} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_x)$$

$$M_{1dx,min} = 5956.28 \times (1.5 + 0.03 \times 40) = 16081.96 \text{ kN cm (governal!)}$$

$$M_{1dy,min} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_y)$$

$$M_{1dy,min} = 5956.28 \times (1.5 + 0.03 \times 70) = 21442.61 \text{ kN cm (governal!)}$$

2.3.5.2.4 Excentricidades de Primeira Ordem

$$e_{1d,x} = \frac{16081.96}{5956.28} = 2.70 \text{ cm}$$

$$e_{1d,y} = \frac{21442.61}{5956.28} = 3.60 \text{ cm}$$

2.3.6 Esbeltes Limite

$$\alpha_b = 1.0$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b} = \frac{25 + 12.5 \times 2.70/40}{1.00} = 25.84$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b} = \frac{25 + 12.5 \times 3.60/40}{1.00} = 26.12$$

$$\lambda_{1y} = \lambda_{1x} = 35$$

Para o eixo y não é necessário excentricidade de segunda ordem, porém para o x sim.

2.3.7 Imperfeições Locais

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{l}}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{59.11}} = 1.30 \times 10^{-3}$$

$$\theta_a = \theta_1 \times \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

$$\theta_a = 1.30 \times 10^{-3} \times \sqrt{\frac{1 + 1/2}{2}} = 0.001126$$

$$e_a = \theta_1 \times \frac{l}{2}$$

$$e_a = 1.30 \times 10^{-3} \times \frac{59.11}{2} = 3.84 \text{ cm}$$

2.3.8 Método de Curvatura Aproximada

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

$$v = \frac{5956.28}{40 \times 70 \times 3/1.4} = 0.99$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{40 \times (0.99 + 0.5)} \leq \frac{0.005}{40}$$

$$\frac{1}{r} = 8.39 \times 10^{-5} \leq 1.25 \times 10^{-4}$$

$$e_{2x} = \frac{l_e^2}{10 \times r} = \frac{546^2 \times 8.39 \times 10^{-5}}{10} = 2.50 \text{ cm}$$

$$M_{2dx} = e_{2x} \times N_d = 2.50 \times 5956.28 = 14890.70 \text{ kN cm}$$

2.3.9 Momentos e Excentricidades Totais

$$M_{dx,tot} = M_{1dx,min} + M_{2dx} = 16081.96 + 14890.70 = 30972.66 \text{ kN cm}$$

$$e_{x,tot} = \frac{30972.66}{5956.28} = 5.20 \text{ cm}$$

$$M_{dy,tot} = M_{1dy,min} = 21442.61 \text{ kN cm}$$

$$e_{y,tot} = \frac{21442.61}{5956.28} = 3.60 \text{ cm}$$

2.3.10 Cálculo de Armadura

$$u = \frac{M_d}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{30972.66}{40 \times 70 \times 40 \times \sqrt[3]{1.4}} = 0.13$$

$$v = 0.99$$

Utilizando o ábaco A-48 de Venturini:

$$\omega = 0.50$$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0.50 \times 40 \times 70 \times \sqrt[3]{1.4}}{50/\sqrt{1.15}} = 69 \text{ cm}^2$$

Logo, serão utilizadas 12 armaduras de diâmetro de 32 mm cada.

2.3.11 Cálculo de Estribo

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{32 \text{ mm}}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq 8 \text{ mm}$$

Usaremos 8mm

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \\ 12 * 3,2 \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{\phi_t^2}{\phi_l} * \frac{1}{f_{yk}}$$

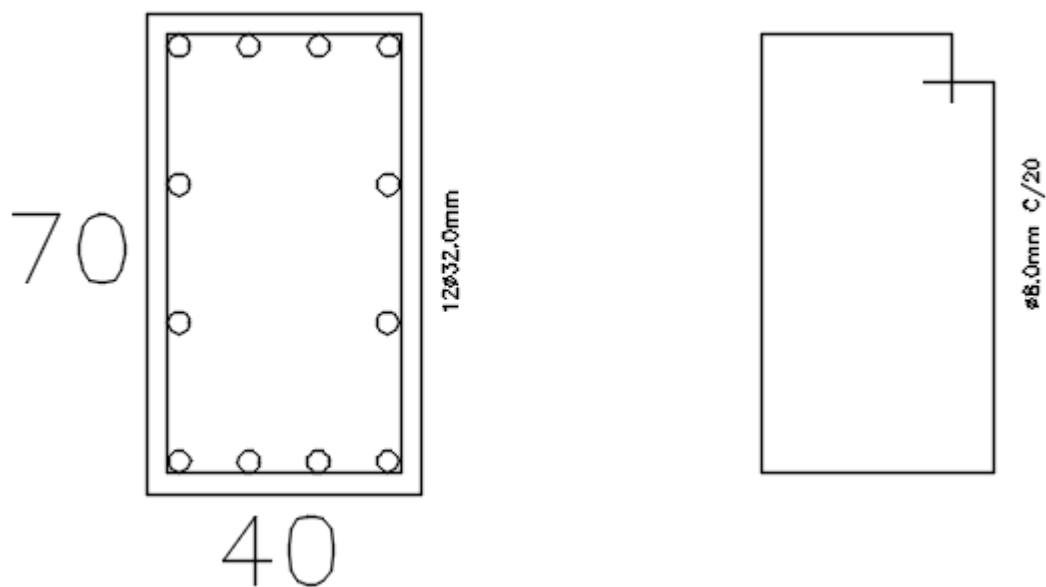
$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{8^2}{32} * \frac{1}{\frac{500}{1,15}} = 414 \text{ mm} = 41,4 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 20 \text{ cm}$$

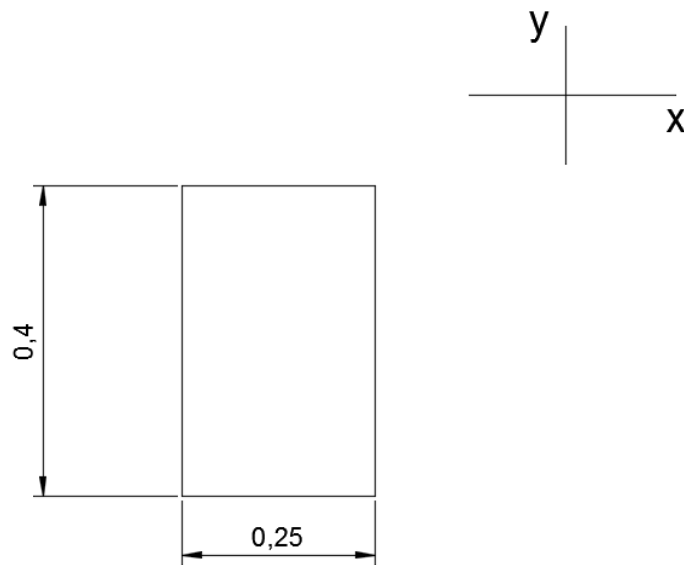
2.3.11.1 Proteção Contra Flambagem

$$l_{prot} = 20 * 0,8 = 16 \text{ cm}$$

2.3.11.2 Detalhamento



2.4 Pilar 138



2.4.1 Comprimento Equivalente

$$l_{ex} = l_0 + h_x = 450 + 40 = 490 \text{ cm}$$

$$l_{ex} = l = 450 + 65 = 515 \text{ cm}$$

$$l_{ey} = l_0 + h_x = 450 + 40 = 490 \text{ cm}$$

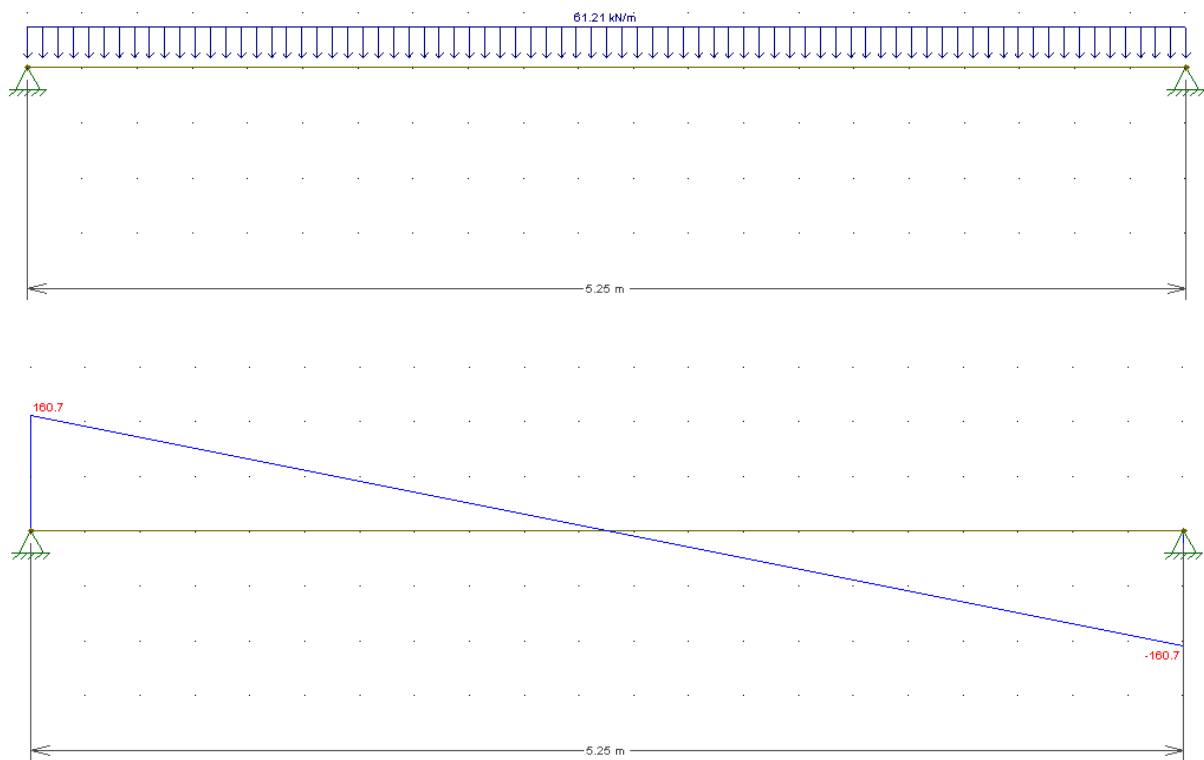
$$l_{ey} = l = 450 + 65 = 515 \text{ cm}$$

Logo,

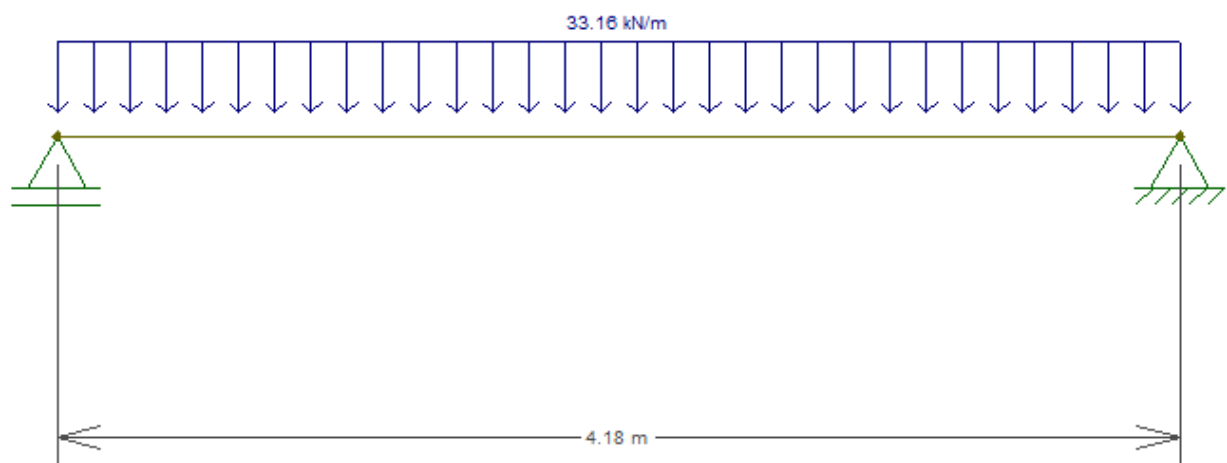
$$l_{ex} = l_{ey} = 515 \text{ cm}$$

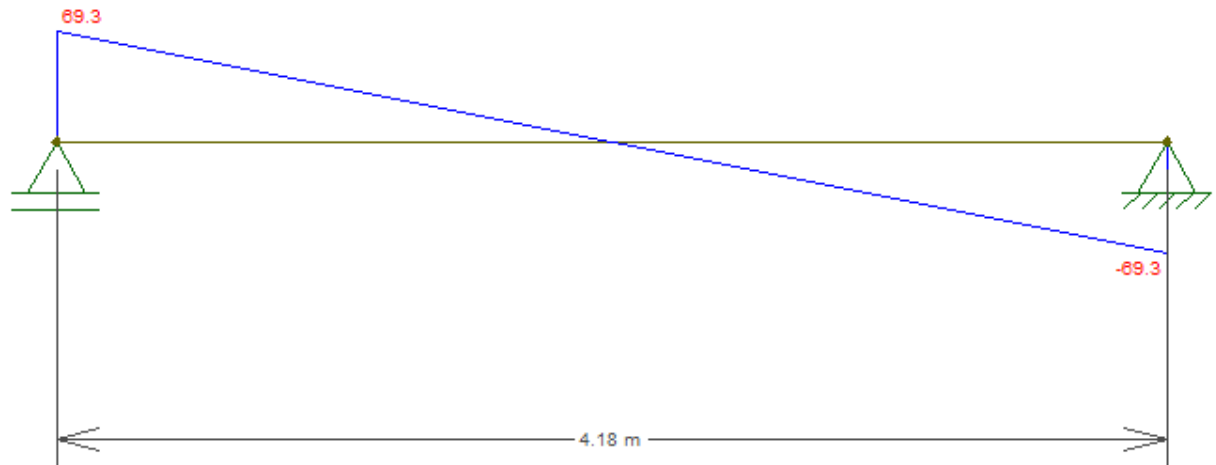
2.4.2 Esforço Normal

Cortante da V28:

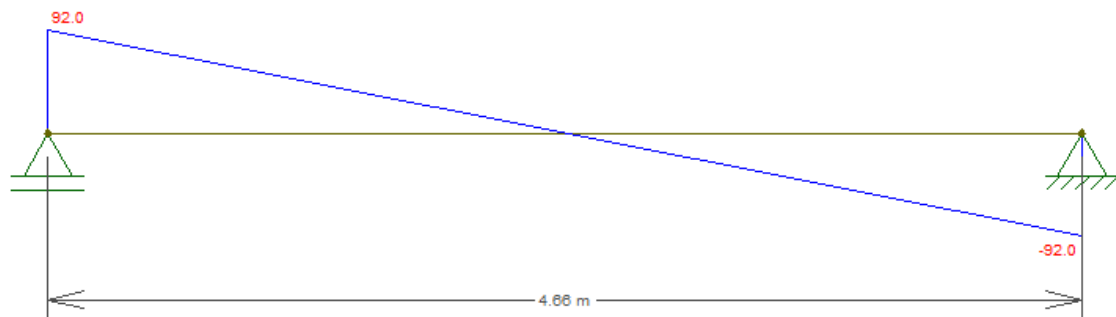
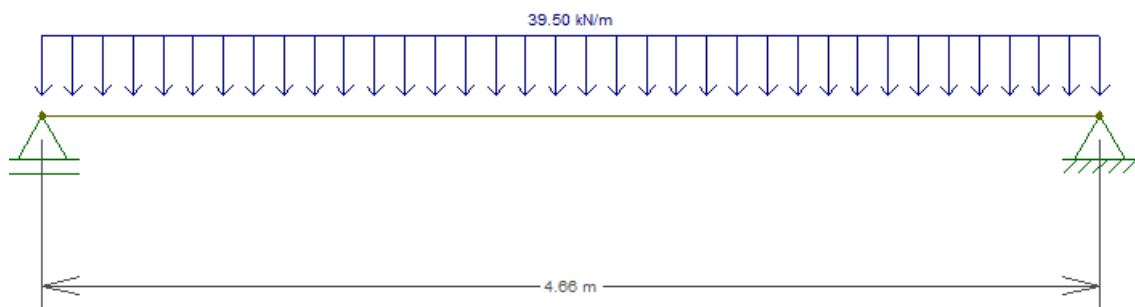


Cortante da V73:





Cortante da V25:



$$N_d = R_{V28} \times n + R_{V73} \times n + R_{V25} \times n + \gamma_{concreto} \times V_{pilar}$$

$$N_d = 160.70 \times 19 + 69.30 \times 19 + 92.00 \times 19 + 1,4 \times 25 \times 59,11 \times 0,4 \times 0,25$$

$$N_d = 6324.88 \text{ kN}$$

2.4.3 Raio de Giração

$$A = B \times H = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2$$

Para o eixo x:

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{40 \times 25^3 / 12}{1000}} = 7.22 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_e}{i_x} = \frac{515}{7.22} = 71.33$$

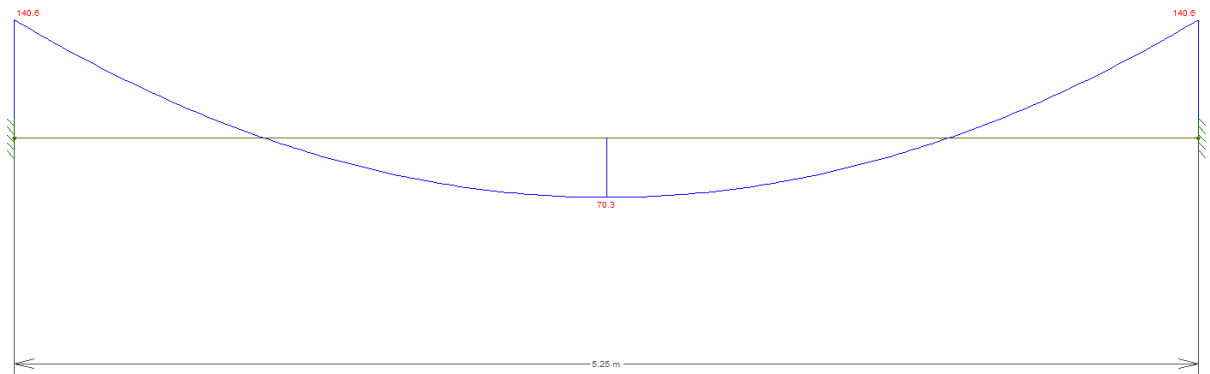
Para o eixo y:

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{25 \times 40^3 / 12}{1000}} = 11.55 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_e}{i_y} = \frac{515}{11.55} = 44.59$$

2.4.4 Excentricidade de Primeira Ordem

2.4.4.1 Pórtico Viga 28



2.4.4.1.1 Rigidez Viga 28

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{133333.33}{525} = 253.97 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i} = \frac{I_{supx}}{l_{supx}/2} = \frac{52083.33}{525/2} = 198.41 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i+1} = \frac{I_{supx,i+1}}{l_{supx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{369/2} = 282.29 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i} = \frac{I_{supy,i}}{l_{supy,i}/2} = \frac{133333.33}{525/2} = 507.94 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i+1} = \frac{I_{supy,i+1}}{l_{supy,i+1}/2} = \frac{133333.33}{369/2} = 722.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i} = \frac{I_{infx,i}}{l_{infx,i}/2} = \frac{52083.33}{525/2} = 198.41 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i+1} = \frac{I_{infx,i+1}}{l_{infx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{369/2} = 282.29 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i} = \frac{I_{infy,i}}{l_{infy,i}/2} = \frac{133333.33}{525/2} = 507.94 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i+1} = \frac{I_{infy,i+1}}{l_{infy,i+1}/2} = \frac{133333.33}{369/2} = 722.67 \text{ cm}^3$$

2.4.4.1.2 Momentos da Viga 28

$$M_{eng} = 140.60 \text{ kN m} = 14060 \text{ kN cm}$$

$$M_{supx,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supx,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i} + 3 \times r_{supx,i}}$$

$$M_{supx,i} = 14060 \times \frac{3 \times 198.41}{4 \times 253.97 + 3 \times 198.41 + 3 \times 198.41} = 3793.13 \text{ kN cm}$$

$$M_{supy,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supy,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i} + 3 \times r_{supy,i}}$$

$$M_{supy,i} = 14060 \times \frac{3 \times 507.94}{4 \times 253.97 + 3 \times 507.94 + 3 \times 507.94} = 5272.50 \text{ kN cm}$$

$$M_{infx,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infx,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i+1} + 3 \times r_{supx,i+1}}$$

$$M_{infx,i+1} = 14060 \times \frac{3 \times 282.29}{4 \times 253.97 + 3 \times 282.29 + 3 \times 282.29} = 4394.34 \text{ kN cm}$$

$$M_{infy,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infy,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i+1} + 3 \times r_{supy,i+1}}$$

$$M_{infy,i+1} = 14060 \times \frac{3 \times 722.67}{4 \times 253.97 + 3 \times 722.67 + 3 \times 722.67} = 5695.59 \text{ kN cm}$$

$$M_{Bx} = M_{supx,i} + 0.5 \times M_{infx,i+1}$$

$$M_{Bx} = 3793.13 + 0.5 \times 4394.34 = 5990.30 \text{ kN cm}$$

$$M_{By} = M_{supy,i} + 0.5 \times M_{infy,i+1}$$

$$M_{By} = 5272.50 + 0.5 \times 5695.59 = 8120.29 \text{ kN cm}$$

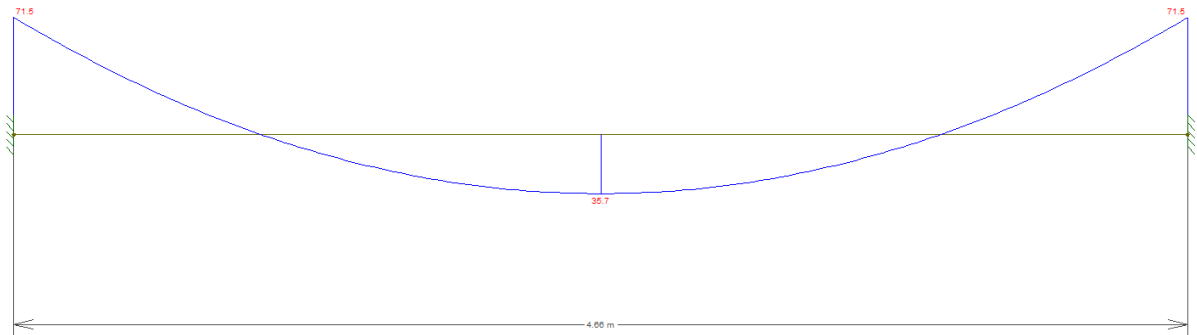
$$M_{Ax} = M_{infx,i+1} + 0.5 \times M_{supx,i}$$

$$M_{Ax} = 4394.34 + 0.5 \times 3793.13 = 6290.90 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ay} = M_{infy,i+1} + 0.5 \times M_{supy,i}$$

$$M_{Ay} = 5695.59 + 0.5 \times 5272.50 = 8331.84 \text{ kN cm}$$

2.4.4.2 Pórtico Viga 25



2.4.4.2.1 Rigidez Viga 25

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{243340}{466} = 522.19 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i} = \frac{I_{supx}}{l_{supx}/2} = \frac{52083.33}{525/2} = 198.41 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i+1} = \frac{I_{supx,i+1}}{l_{supx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{400/2} = 260.41 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i} = \frac{I_{supy,i}}{l_{supy,i}/2} = \frac{133333.33}{546/2} = 488.40 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i+1} = \frac{I_{supy,i+1}}{l_{supy,i+1}/2} = \frac{133333.33}{400/2} = 666.67 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i} = \frac{I_{infx,i}}{l_{infx,i}/2} = \frac{52083.33}{431/2} = 241.68 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i+1} = \frac{I_{infx,i+1}}{l_{infx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{546/2} = 190.78 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i} = \frac{I_{inf}}{l_{inf}/2} = \frac{133333.33}{431/2} = 618.72 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i+1} = \frac{I_{infy,i+1}}{l_{inf,i+1}/2} = \frac{133333.33}{546/2} = 488.40 \text{ cm}^3$$

2.4.4.2.2 Momentos da Viga 25

$$M_{eng} = 71.50 \text{ kN m} = 7150 \text{ kN cm}$$

$$M_{supx,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supx,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i} + 3 \times r_{supx,i}}$$

$$M_{supx,i} = 7150 \times \frac{3 \times 198.41}{4 \times 522.19 + 3 \times 241.68 + 3 \times 198.41} = 1248.42 \text{ kN cm}$$

$$M_{supy,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supy,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i} + 3 \times r_{supy,i}}$$

$$M_{supy,i} = 7150 \times \frac{3 \times 488.40}{4 \times 522.19 + 3 \times 618.72 + 3 \times 488.40} = 1936.40 \text{ kN cm}$$

$$M_{infx,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infx,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i+1} + 3 \times r_{supx,i+1}}$$

$$M_{infx,i+1} = 7150 \times \frac{3 \times 190.78}{4 \times 522.19 + 3 \times 190.78 + 3 \times 260.41} = 1188.80 \text{ kN cm}$$

$$M_{infy,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infy,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i+1} + 3 \times r_{supy,i+1}}$$

$$M_{infy,i+1} = 7150 \times \frac{3 \times 488.40}{4 \times 522.19 + 3 \times 488.40 + 3 \times 666.67} = 1886.25 \text{ kN cm}$$

$$M_{Bx} = M_{supx,i} + 0.5 \times M_{infx,i+1}$$

$$M_{Bx} = 1248.42 + 0.5 \times 1188.80 = 1842.82 \text{ kN cm}$$

$$M_{By} = M_{supy,i} + 0.5 \times M_{infy,i+1}$$

$$M_{By} = 1936.40 + 0.5 \times 1886.25 = 2879.52 \text{ kN cm}$$

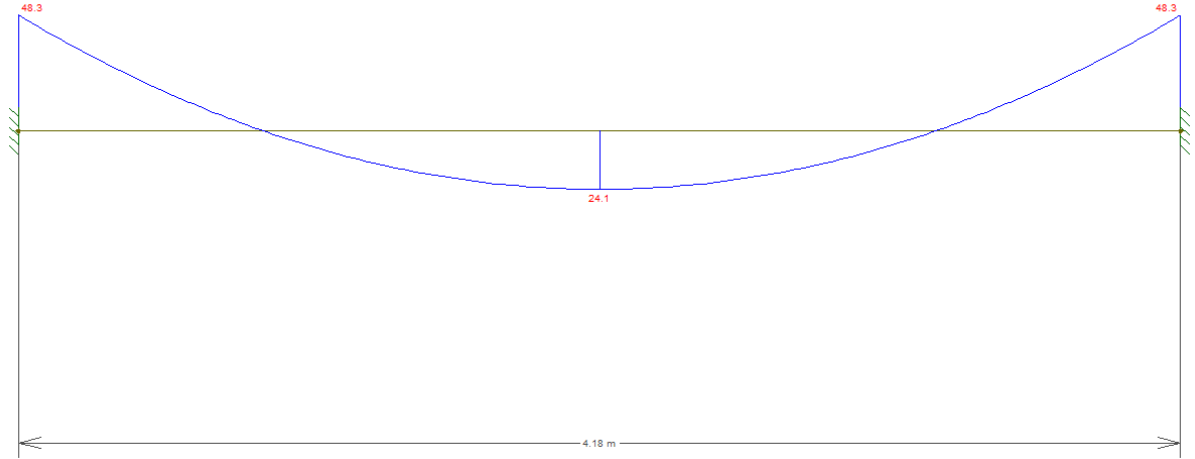
$$M_{Ax} = M_{infx,i+1} + 0.5 \times M_{supx,i}$$

$$M_{Ax} = 1188.80 + 0.5 \times 1248.42 = 1813.01 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ay} = M_{infy,i+1} + 0.5 \times M_{supy,i}$$

$$M_{Ay} = 1886.25 + 0.5 \times 1936.40 = 2854.45 \text{ kN cm}$$

2.4.4.3 Pórtico Viga 73



2.4.4.3.1 Rigidez Viga 73

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{viga}} = \frac{572135.42}{418} = 1368.74 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i} = \frac{I_{supx}}{l_{supx}/2} = \frac{52083.33}{515/2} = 202.26 \text{ cm}^3$$

$$r_{supx,i+1} = \frac{I_{supx,i+1}}{l_{supx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{371/2} = 280.77 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i} = \frac{I_{supy,i}}{l_{supy,i}/2} = \frac{133333.33}{515/2} = 517.80 \text{ cm}^3$$

$$r_{supy,i+1} = \frac{I_{supy,i+1}}{l_{supy,i+1}/2} = \frac{133333.33}{371/2} = 718.78 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i} = \frac{I_{infx,i}}{l_{infx,i}/2} = \frac{52083.33}{515/2} = 202.26 \text{ cm}^3$$

$$r_{infx,i+1} = \frac{I_{infx,i+1}}{l_{infx,i+1}/2} = \frac{52083.33}{371/2} = 280.77 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i} = \frac{I_{infy,i}}{l_{infy,i}/2} = \frac{133333.33}{515/2} = 517.80 \text{ cm}^3$$

$$r_{infy,i+1} = \frac{I_{infy,i+1}}{l_{inf,i+1}/2} = \frac{133333.33}{371/2} = 718.78 \text{ cm}^3$$

2.4.4.3.2 Momentos da Viga 73

$$M_{eng} = 48.30 \text{ kN m} = 4830 \text{ kN cm}$$

$$M_{supx,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supx,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i} + 3 \times r_{supx,i}}$$

$$M_{supx,i} = 4830 \times \frac{3 \times 202.26}{4 \times 1368.74 + 3 \times 202.26 + 3 \times 202.26} = 438.17 \text{ kN cm}$$

$$M_{supy,i} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{supy,i}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i} + 3 \times r_{supy,i}}$$

$$M_{supy,i} = 4830 \times \frac{3 \times 517.80}{4 \times 1368.74 + 3 \times 517.80 + 3 \times 517.80} = 874.29 \text{ kN cm}$$

$$M_{infx,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infx,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infx,i+1} + 3 \times r_{supx,i+1}}$$

$$M_{infx,i+1} = 4830 \times \frac{3 \times 280.77}{4 \times 1368.74 + 3 \times 280.77 + 3 \times 280.77} = 568.24 \text{ kN cm}$$

$$M_{infy,i+1} = M_{eng} \times \frac{3 \times r_{infy,i+1}}{4 \times r_{vig} + 3 \times r_{infy,i+1} + 3 \times r_{supy,i+1}}$$

$$M_{infy,i+1} = 4830 \times \frac{3 \times 718.78}{4 \times 1368.74 + 3 \times 718.78 + 3 \times 718.78} = 1064.11 \text{ kN cm}$$

$$M_{Bx} = M_{supx,i} + 0.5 \times M_{infx,i+1}$$

$$M_{Bx} = 438.17 + 0.5 \times 568.24 = 722.29 \text{ kN cm}$$

$$M_{By} = M_{supy,i} + 0.5 \times M_{infy,i+1}$$

$$M_{By} = 874.29 + 0.5 \times 1064.11 = 1406.34 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ax} = M_{infx,i+1} + 0.5 \times M_{supx,i}$$

$$M_{Ax} = 568.24 + 0.5 \times 438.17 = 787.32 \text{ kN cm}$$

$$M_{Ay} = M_{infy,i+1} + 0.5 \times M_{supy,i}$$

$$M_{Ay} = 1064.11 + 0.5 \times 874.29 = 1501.25 \text{ kN cm}$$

2.4.4.4 Momentos Mínimos de Primeira Ordem

$$M_{1dx,min} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_x)$$

$$M_{1dx,min} = 6324.88 \times (1.5 + 0.03 \times 25) = 14230.98 \text{ kN cm (governa!)}$$

$$M_{1dy,min} = N_d \times (0.015 + 0.03 \times h_y)$$

$$M_{1dy,min} = 6324.88 \times (1.5 + 0.03 \times 40) = 17077 \text{ kN cm (governa!)}$$

2.4.4.5 Excentricidades de Primeira Ordem

$$e_{1d,x} = \frac{14230.98}{6324.88} = 2.25 \text{ cm}$$

$$e_{1d,y} = \frac{17077}{6324.88} = 2.70 \text{ cm}$$

2.4.5 Esbeltes Limite

$$\alpha_b = 1.0$$

$$\lambda_{1x} = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b} = \frac{25 + 12.5 \times 2.25/25}{1.00} = 26.12$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12.5 \times e_1/h}{\alpha_b} = \frac{25 + 12.5 \times 2.70/40}{1.00} = 25.84$$

$$\lambda_{1y} = \lambda_{1x} = 35$$

Ambos os eixos necessitam de excentricidade de segunda ordem.

2.4.6 Imperfeições Locais

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{l}}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \times \sqrt{59.11}} = 1.30 \times 10^{-3}$$

$$\theta_a = \theta_1 \times \sqrt{\frac{1 + 1/n}{2}}$$

$$\theta_a = 1.30 \times 10^{-3} \times \sqrt{\frac{1 + 1/2}{2}} = 0.001126$$

$$e_a = \theta_1 \times \frac{l}{2}$$

$$e_a = 1.30 \times 10^{-3} \times \frac{59.11}{2} = 3.84 \text{ cm}$$

2.4.7 Método de Curvatura Aproximada

Para x:

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

$$v = \frac{6324.88}{25 \times 40 \times 3/1.4} = 2.95$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{25 \times (2.95 + 0.5)} \leq \frac{0.005}{25}$$

$$\frac{1}{r} = 5.80 \times 10^{-5} \leq 2 \times 10^{-4}$$

$$e_{2x} = \frac{l_e^2}{10 \times r} = \frac{515^2 \times 5.80 \times 10^{-5}}{10} = 1.54 \text{ cm}$$

$$M_{2dx} = e_{2x} \times N_d = 1.54 \times 6324.88 = 9740.31 \text{ kN cm}$$

Para y:

$$v = \frac{N_d}{A_c \times f_{cd}}$$

$$v = \frac{6324.88}{25 \times 40 \times 3/1.4} = 2.95$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \times (v + 0.5)} \leq \frac{0.005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{40 \times (2.95 + 0.5)} \leq \frac{0.005}{40}$$

$$\frac{1}{r} = 3.62 \times 10^{-5} \leq 1.25 \times 10^{-4}$$

$$e_{2y} = \frac{l_e^2}{10 \times r} = \frac{515^2 \times 3.62 \times 10^{-5}}{10} = 0.96 \text{ cm}$$

$$M_{2dy} = e_{2y} \times N_d = 0.96 \times 6324.88 = 6071.88 \text{ kN cm}$$

2.4.8 Momentos e Excentricidades Totais

$$M_{dx,tot} = M_{1dx,min} + M_{2dx} = 14230.98 + 9740.31 = 23971.29 \text{ kN cm}$$

$$e_{x,tot} = \frac{23971.29}{6324.88} = 3.78 \text{ cm}$$

$$M_{dy,tot} = M_{1dy,min} + M_{2dy} = 17077 + 6071.88 = 23148.88 \text{ kN cm}$$

$$e_{y,tot} = \frac{23148.88}{6324.88} = 3.66 \text{ cm}$$

2.4.9 Cálculo de Armadura

$$u = \frac{M_d}{A_c \times h \times f_{cd}} = \frac{23971.29}{25 \times 40 \times 25 \times \sqrt[3]{1.4}} = 0.45$$

$$v = 2.95$$

Utilizando o ábaco A-31 de Venturini:

$$\omega = 1.7$$

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{1.7 \times 40 \times 25 \times \sqrt[3]{1.4}}{50 \sqrt[1.15]{}} = 83.78 \text{ cm}^2$$

Logo, serão usadas 12 armaduras de 32 mm.

2.4.10 Cálculo de Estribos

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{\phi_l}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq \begin{cases} 5 \text{ mm} \\ \frac{32 \text{ mm}}{4} \end{cases}$$

$$\phi \geq 8 \text{ mm}$$

Usaremos 8mm

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b \\ 12\phi_l \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 25 \text{ cm} \\ 12 * 3,2 \text{ (CA50)} \end{cases}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 20 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{\phi_t^2}{\phi_l} * \frac{1}{f_{yk}}$$

$$s_{m\acute{a}x} \leq 90000 \frac{8^2}{32} * \frac{1}{\frac{500}{1,15}} = 414 \text{ mm} = 41,4 \text{ cm}$$

$$s_{m\acute{a}x} = 20 \text{ cm}$$

2.4.10.1 Proteção contra flambagem

$$l_{prot} = 20 * 0,8 = 16 \text{ cm}$$

2.4.10.2 Detalhamento

