

Índice

- Memória Descritiva	pág.6
- 1. Introdução	pág.7
- 2. Condicionalismos	pág.7
- 3. Descrição da Estrutura	pág.7
- 3.1. Super Estrutura	pág.7
- 3.2. Fundações	pág.7
- 4. Acções	pág.8
- 5. Combinação de Acções	pág.8
- 6. Método de Cálculo	pág.8
- Cálculos Justificativos	pág.9
- 1. Cargas Consideradas	pág.10
- 2. Combinações fundamentais	pág.10
- 3. Pré-dimensionamento	pág.10
- 3.1. – Espessura mínima da Laje	pág.10
- 3.2. – Viga de bordadura	pág.10
- 3.3. – Pilares	pág.11
- 4. Dimensionamento da Laje	pág.13
- 4.1. Armaduras Mínimas	pág.14
- 4.1.1. Zonas Aligeiradas	pág.14
- 4.1.2. Malhas nos amaçamentos	pág.14
- 4.1.3. Malhas nas zonas aligeiradas	pág.14
- 4.2. Calculo de Armaduras	pág.15
- 4.2.1. Exemplo de calculo	pág.15
- 4.2.2. Armadura das Faixas Centrais	pág.18
- 4.2.3. Armadura das Faixas Laterais	pág.19
- 4.3. Verificação do Esforço transverso	pág.20
- 4.3.1. Verificação no 1º Piso	pág.20
- 4.3.2. Verificação na Cobertura	pág.21
- 4.4. Verificação ao Punçoamento	pág.21
- 4.4.1. Exemplo de Calculo	pág.21
- 4.4.2. Quadros	pág.23
- 4.5. Verificação da Segurança dos E.L.Utilização	pág.24
- 4.5.1. Deformação	pág.24
- 4.5.2. Fendilhação	pág.24
- 5. Escadas	pág.25
- 5.1. Acções	pág.26
- 5.2. Geometria	pág.26
- 5.3. Cálculo de Esforços e Armadura de Flexão	pág.27
- 5.4 Verificação Do Esforço Transverso	pág.30
- 5.5. Verificação da Segurança dos E.L.Utilização	pág.30
- 5.5.1. Deformação	pág.30
- 5.5.2. Fendilhação	pág.30

- 6. Sapatas Centradas	pág.32
- 6.1. Sapatas 2B e 2C	pág.32
- 6.1.1. Pré-dimensionamento	pág.32
- 6.1.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.32
- 6.1.3. Excentricidades	pág.33
- 6.1.4. Verificação Seg. E.L.U	pág.33
- 6.1.5. Verificação do Esforço Transverso	pág.34
- 6.1.6. Verificação de Equilíbrio	pág.35
- 6.2. Sapatas 3B e 3C	pág.36
- 6.2.1. Pré-dimensionamento	pág.36
- 6.2.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.37
- 6.2.3. Excentricidades	pág.37
- 6.2.4. Verificação Seg. E.L.U	pág.37
- 6.2.5. Verificação do Esforço Transverso	pág.38
- 6.2.6. Verificação de Equilíbrio	pág.39
- 6.3. Sapatas 2D	pág.40
- 6.3.1. Pré-dimensionamento	pág.40
- 6.3.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.40
- 6.3.3. Excentricidades	pág.41
- 6.3.4. Verificação Seg. E.L.U	pág.41
- 6.3.5. Verificação do Esforço Transverso	pág.42
- 6.3.6. Verificação de Equilíbrio	pág.43
- 6.4. Sapatas 3D	pág.44
- 6.4.1. Pré-dimensionamento	pág.44
- 6.4.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.44
- 6.4.3. Excentricidades	pág.45
- 6.4.4. Verificação Seg. E.L.U	pág.45
- 6.4.5. Verificação do Esforço Transverso	pág.46
- 6.34.6. Verificação de Equilíbrio	pág.47
- 7. Sapatas Excentricas	pág.48
- 7.1. Sapatas 4B e 4C	pág.48
- 7.1.1. Pré-dimensionamento	pág.48
- 7.1.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.49
- 7.1.3. Excentricidades	pág.49
- 7.1.4. Comprimento do troço comprimido	pág.49
- 7.1.5. Verificação Seg. E.L.U	pág.50
- 7.1.6. Verificação do Esforço Transverso	pág.50
- 7.1.7. Verificação de Equilíbrio	pág.51
- 7.1.8. Dimensionamento da viga	pág.52
- 7.1.8.1 Verificação do Esf. Transverso	pág.53
- 7.2. Sapata 4D	pág.53
- 7.2.1. Pré-dimensionamento	pág.53
- 7.2.2. Esforços no Centro de Gravidade	pág.54
- 7.2.3. Excentricidades	pág.54
- 7.2.4. Comprimento do troço comprimido	pág.54
- 7.2.5. Verificação Segurança. E.L.U	pág.55
- 7.2.6. Verificação do Esforço Transverso	pág.55
- 7.2.7. Verificação de Equilíbrio	pág.56

- 7.2.8. Dimensionamento da viga _____	pág.57
- 7.2.8.1 Verificação do Esf. Transverso_	pág.57
- 8. Murete _____	pág.59
- 8.1. Modelo de Cálculo _____	pág.60
- 8.2. Cálculo da Armadura de Flexão _____	pág.60
- 9. Dimensionamento Dos Muros de Suporte _____	pág.61
- 9.1. Muro de Suporte M1 _____	pág.62
- 9.1.1. Verificação ao Deslize _____	pág.63
- 9.1.2. Verificação ao Derrube _____	pág.63
- 9.1.3. Dimensionamento do Muro _____	pág.64
- 9.1.3.1. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.64
- 9.1.3.2. Verificação ao Esforço transverso_	pág.65
- 9.1.4. Dimensionamento da Sapata _____	pág.65
- 9.2. Muro de Suporte M2 _____	pág.65
- 9.2.1. Verificação ao Deslize _____	pág.66
- 9.2.2. Verificação ao Derrube _____	pág.66
- 9.2.3. Dimensionamento do Muro _____	pág.67
- 9.2.3.1. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.68
- 9.2.3.2. Verificação ao Esforço transverso_	pág.68
- 9.2.4. Dimensionamento da Viga de Fundação__	pág.68
- 9.2.4.1. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.69
- 9.2.4.2. Verificação ao Esforço transverso_	pág.69
- 9.2.5. Dimensionamento da Sapata _____	pág.70
- 9.2.5.1. Verificação ao Esforço transverso_	pág.71
- 9.2.5.2. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.71
- 9.2.6. Verificação ao Deslize do Muro e da Viga_	pág.71
- 9.3. Muro de Suporte M3 _____	pág.72
- 9.3.1. Vãos _____	pág.72
- 9.3.2. Relação de Vãos _____	pág.72
- 9.3.3. Cargas _____	pág.73
- 9.3.4. Modelo de Calculo _____	pág.73
- 9.3.5. Verificação ao Esforço transverso_	pág.73
- 9.3.6. Calculo da Armadura de Flexão _____	pág.74
- 9.3.7. Dimensionamento da Sapata _____	pág.75
- 9.4. Muro de Suporte M4 _____	pág.75
- 9.2.1. Verificação ao Deslize _____	pág.75
- 9.2.2. Verificação ao Derrube _____	pág.76
- 9.2.3. Dimensionamento do Muro _____	pág.77
- 9.2.3.1. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.77
- 9.2.3.2. Verificação ao Esforço transverso_	pág.78
- 9.2.4. Dimensionamento da Viga de Fundação__	pág.78
- 9.2.4.1. Calculo da Armadura de Flexão__	pág.78
- 9.2.4.2. Verificação ao Esforço transverso_	pág.79
- 9.2.5. Verificação ao Deslize do Muro e da Viga_	pág.79

- 9.2.6. Dimensionamento da Sapata _____	pág.80
- 9.2.5.1. Verificação ao Esforço transverso _____	pág.81
- 9.2.5.2. Calculo da Armadura de Flexão _____	pág.81
- 9.2.7. Dimensionamento da Sapata c/ Escadas _____	pág.82
- 9.2.7.1. Verificação ao Esforço transverso _____	pág.82
- 10. Medições _____	pág.83
- 10.1. Laje Aligeirada _____	pág.83
- 10.2. Laje Maciça _____	pág.83
- 10.3. Muros _____	pág.83
- 10.4. Escadas _____	pág.84
- 10.5. Vigas de Fundação _____	pág.84
- 10.6. Sapatas _____	pág.84
- 10.5.1 Sapatas do Muros _____	pág.84
- 10.7. Quadro de Medições _____	pág.85
- Bibliografia _____	pág.86

MEMÓRIA DESCRITIVA

1-Introdução

O presente projecto de betão armado, diz respeito a um edifício de escritórios. Este é constituído por dois pisos, em Sta.Cruz das Flores – Flores - Açores. Um dos pisos é semi-enterrado e destina-se a estacionamento privado. O segundo piso será utilizado como escritório. A cobertura será um terraço acessível, onde se localizaram os equipamentos AVAC.

O acesso do edifício será garantido por uma escada exterior.

O edifício, foi projectado tendo em conta o seu tipo de utilização.

2-Condicionamentos

O edifício assenta sobre um solo do tipo II tendo este como características geotécnicas, uma tensão admissível de 0.3 MPa, uma massa volúmica de 19kN/m³, um ângulo de atrito interno de 30°.

O nível freático situa-se a uma profundidade que em nada influencia o bom comportamento estrutural.

A cave é semi-enterrada, sendo contraventada através de muros de suporte.

3-Descrição da Estrutura

3.1-Superestrutura

A estrutura resistente do edifício é constituída por vigas periféricas, pilares, muros de suporte, que suportam um pavimento constituído por uma laje fungiforme aligeirada do tipo ATEX900 (325/75/400). Nestas condições, as paredes de alvenaria previstas constituem simples painéis de enchimento, enquadrados pelos elementos da estrutura resistente.

Os elementos estruturais serão constituídos por betão (C25/30) e aço A400NR.

O recobrimento a adoptar nas lajes, vigas, pilares, escadas é de 3cm, com a excepção dos muros onde esse valor é de 5 cm.

A Estrutura resistente foi projectada de modo a assegurar um bom comportamento face à combinação prevista, ELU, no Regulamento de Segurança e Acções (RSA). Foram tidos em conta os condicionamentos previstos no Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré - esforçado (REBAP).

3.2-Fundações

O dimensionamento das fundações foi elaborado por forma a garantir que os factores de segurança correspondentes ao deslizamento e derrube fossem sempre superiores a 1,5 e tendo em conta as características geotécnicas do solo.

Foi adoptada uma solução de fundações directas de Betão Armado (C25/30) e aço A400NR. O recobrimento a utilizar nestes elementos estruturais é de 7cm.

Recomenda-se a utilização do betão de limpeza (C20/25) para a regularização de superfície de contacto.

4-Açções

De acordo com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA), as acções intervenientes são:

- CP - carga permanente
- S – sobrecarga
- Impulso de terras

As acções devido à variação de temperatura, ao vento e ao sismo, não foram contabilizadas.

5-Combinação de Acções

Admitindo que todas as acções têm um efeito desfavorável, a determinação dos esforços de cálculo far-se-á atendendo às seguintes imposições do artigo 9 do R.S.A.:

- Combinação fundamental com acção de base sobrecarga:

$$Q_{sd} = 1.5 \times C.P. + 1.5 \times S.C.$$

6-Método de Cálculo

Para o cálculo dos esforços da estrutura, recorreu-se ao programa automático de cálculo (SAP2000) v 6.11 baseado no método dos elementos finitos.

CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

1 – Cálculos justificativos

1 – Cargas consideradas:

Impermeabilização - 0.5 kN/m²

Camada de regularização com betão leve – 1.2 kN/m² (esp=0.10m)

Sobrecarga de utilização– 3 kN/m²

P.P Laje aligeirada = 5,2 x 15% = 5,98 kN/m² (15% para contabilizar os maciços)

Revestimento – Escritório = 1,8 kN/m²

Cobertura = 1,6 kN/m²

Paredes divisórias = 2,16 kN/m²

Murete = 0,7 x 0,1 x 25 = 1,75 kN/m²

Tectos falsos = 0,2 KN/m²

2 – Combinações fundamentais:

Escritórios:

$$qsd = (5,98 + 3 + 1,8 + 2,16 + 0,2) \times 1.5 = 19,71 \text{ kN/m}^2$$

Cobertura:

$$qsd = (5,98 + 3 + 1,2 + 1,6 + 0,5) \times 1.5 = 18,42 \text{ kN/m}^2$$

3 – Pré-dimensionamento:

3.1- Espessura Mínima da Laje:

$$h_{\text{mim}} = \frac{l_{\text{maior}}}{32} = \frac{6,1}{32} = 0,19m$$

3.2- Viga de bordadura:

$$h = \frac{l}{10} = \frac{6,1}{10} = 0,61m$$

$$\Rightarrow h_{\text{adp}} = 0,6m$$

$$h = \frac{l}{12} = \frac{6,1}{12} = 0,51m$$

$$b = 0,2m$$

3.3- Pilares:

a) PB2 , PB3, PC2, PC3

- Área de influência:

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad , \quad B \ 30 \quad \quad A = \left(\frac{6,1}{2} + \frac{5}{8} \times 6,1 \right)^2 = 40,09 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.85 \times f_{cd} \\ \sigma &= 0.85 \times 16.7 = 14.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= q_{sd} \times A = 19,71 \times 40,09 = 790,17 \text{ kN} \\ N &= q_{sd} \times A = 18,42 \times 40,09 = 738,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow 14200 = \frac{790,17 + 738,46}{A} \Rightarrow A = 0,11 \text{ m}^2$$

Admitindo um pilar **0.45 x 0.45 m** ,a área é superior á necessária para garantir uma maior resistência ao punçoamento.

Estimativa do Punçoamento:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 790,17 \text{ kN} \\ V_{rd} &= (1.6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu \quad (\text{sem armadura de punçoamento}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 0.75 \text{ Mpa} \\ d &= 0.37 \text{ m} \\ \mu &= 4 \times 0,45 \times 2\pi \frac{0,37}{2} = 2,96 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= (1.6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu = (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 2,96 \\ &= 1010,32 \text{ KN} \end{aligned}$$

Como $V_{rd} > V_{sd}$, não necessita de armadura especifica de punçoamento

b) PA1 , PA4, PD1, PD4

- Área de influência:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad B 30 \qquad A = \left(\frac{3}{8} \times 6,1\right)^2 = 4,58 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.85 \times f_{cd} \\ \sigma &= 0.85 \times 16.7 = 14.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N &= q_{sd} \times A = 19,71 \times 4,58 = 90,27 \text{ kN} \\ N &= q_{sd} \times A = 18,42 \times 4,58 = 84,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow 14200 = \frac{84,36 + 90,27}{A} \Rightarrow A = 0,012 \text{ m}^2$$

Admitindo um pilar **0.3 x 0.2** m, a área é superior á necessária para garantir uma maior resistência ao punçoamento.

Estimativa do Punçoamento:

$$\begin{aligned} V_{sd} &= 90,27 \text{ kN} \\ V_{rd} &= (1.6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu \quad (\text{sem armadura de punçoamento}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_1 &= 0.75 \text{ Mpa} \\ d &= 0.37 \text{ m} \\ \mu &= 0,2 \times 0,3 \times \frac{2\pi}{4} \times \frac{0,37}{2} = 0,79 \text{ m} \end{aligned}$$

$$V_{rd} = (1.6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu = (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 0,79 = 269,647 \text{ kN}$$

Como $V_{rd} > V_{sd}$, não necessita de armadura especifica de punçoamento.

c) PBI, PCI.

- Área de influência:

$$\sigma = \frac{N}{A}, \quad B 30 \qquad A = 14,3 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= 0.85 \times f_{cd} \\ \sigma &= 0.85 \times 16.7 = 14.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$N = q_{sd} \times A = 18,42 \times 14,3 = 263,41 \text{ kN}$$

$$N = q_{sd} \times A = 19,71 \times 14,3 = 281,85 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \Rightarrow 14200 = \frac{263,41 + 281,85}{A} \Rightarrow A = 0,038 \text{ m}^2$$

Admitindo um pilar **0.3 x 0.2** m, a área é superior á necessária para garantir uma maior resistência ao punçoamento.

Estimativa do Punçoamento:

$$V_{sd} = 281,85 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu \quad (\text{sem armadura de punçoamento})$$

$$\tau_1 = 0,75 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,37 \text{ m}$$

$$\mu = 0,2 \times 0,3 \times \frac{2\pi}{2} \times \frac{0,37}{2} = 1,38 \text{ m}$$

$$V_{rd} = (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu = (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 1,38 = 471,03 \text{ kN}$$

Como $V_{rd} > V_{sd}$, não necessita de armadura específica de punçoamento.

4- Dimensionamento das lajes

$$\text{Recobrimento} = 0,03 \text{ m}$$

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{d.s. (lâmina de compressão)} = 0,075 \text{ m}$$

$$\text{d. útil} = 0,37 \text{ m}$$

$$\text{Para } b = 0,9 \text{ m}$$

$$V = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 16700 \times 0,9 \times 0,37 = 4726,94$$

$$V_d = V \times d = 4726,29 \times 0,37 = 1748,97$$

$$\text{Para } b = 1 \text{ m}$$

$$V = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 16700 \times 1,0 \times 0,37 = 5252,15$$

$$V_d = V \times d = 5252,15 \times 0,37 = 1943,3$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{V} ; \left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} ; A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}}$$

4.1 - Armaduras mínimas

4.1.1. Zonas aligeiradas:

Armadura inferior transversal = Armadura inferior longitudinal

b. = 0.9 m

$$A_{S_{\min}} = \frac{\rho \times d \times b}{100} = \frac{0,15 \times 0,37 \times 0,9}{100} = 5 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow 2\phi 20$$

Armadura superior transversal = Armadura superior longitudinal

b. = 1 m

$$A_{S_{\min}} = \frac{\rho \times d \times b}{100} = \frac{0,15 \times 0,37 \times 1,0}{100} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 20$$

4.1.2. Malhas nos amaciçamentos:

Armadura inferior transversal = Armadura inferior longitudinal

b. = 1 m

$$A_{S_{\min}} = \frac{\rho \times d \times b}{100} = \frac{0,15 \times 0,37 \times 1}{100} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 20$$

As zonas maciças serão armadas no mínimo com uma malha de $\phi 12 // 20$.

Armadura superior transversal = Armadura superior longitudinal

b. = 1 m

$$A_{S_{\min}} = \frac{\rho \times d \times b}{100} = \frac{0,15 \times 0,37 \times 1,0}{100} = 5,55 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 20$$

4.1.3. Malhas nas zonas aligeiradas

Modelo de cálculo – Viga simples apoiada

$$\text{Flexão} \Rightarrow M = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$l = 1 \text{ m}$$

$$Q_{sd} = (5,98 + 3 + 1,8 + 2,16 + 0,2) \times 0,9 = 11,83 \text{ KN}$$

$$M = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{11,83 \times 0,9^2}{8} = 1,2 \text{ KNm} \Rightarrow 1,2 \times 1,5 = 1,79 \text{ KNm}$$

$$\begin{cases} b = 0,9 \text{ m} \\ d = 0,0075 - 0,03 = 0,045 \text{ m} \end{cases}$$

$$V = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 16700 \times 0,9 \times 0,045 = 574,9 \text{ KN}$$

$$V_d = V \times d = 574,9 \times 0,045 = 25,87 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{V} = \frac{1,79}{25,87} = 0,069 ; \left(\frac{y}{d} \right) = \sqrt{1 - 2 \times 0,069} = 0,072 ;$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d} \right) \times V}{f_{syd}} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \text{AQ50}$$

Verificação do esforço transversal:

$$V = \frac{P \times l^2}{2} = \frac{11,83 \times 0,9^2}{2} = 5,32 \text{ KN} \Rightarrow V_{sd} = 1,5 \times 5,32 = 7,98 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times b = 0,6 \times (1,6 - 0,045) \times 750 \times 0,045 \times 0,9 = 28,34 \text{ KN} > V_{sd}$$

Dispensa a armadura de esforço transversal

4.2. Cálculo de Armaduras:

Os esforços de cálculo são retirados do Sap, apresentado em anexo.

Será demonstrado um exemplo de cálculo para um troço de um pórtico, sendo os restantes resultados apresentados em tabelas.

4.2.1.. Exemplo de Cálculo - Pórtico 3 troço AB

Esforços retirados do SAP2000

$$M_A = -67,27 \text{ KNm}$$

$$M_{vão} = 281 \text{ KNm}$$

$$M_B = -489,15 \text{ KNm}$$

Faixas Centrais

$$\begin{aligned} \text{Msd}'_A &= 0,75 \times -67,27 = -50,44 \text{ KNm} \\ \text{Msd}'_{\text{vão}} &= 0,55 \times 281 = 154,55 \text{ KNm} \\ \text{Msd}'_B &= 0,75 \times -489,15 = -366,86 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Msd}_A = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_A = \frac{1,525}{3,05} \times -50,44 = -25,22 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_{\text{vão}} = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_{\text{vão}} = \frac{1,525}{3,05} \times 154,55 = 77,28 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_B = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_B = \frac{1,525}{3,05} \times -366,86 = -183,43 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_A = \frac{\text{Msd}_A}{l \arg} = \frac{-25,22}{1,525} = -16,54 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Msd}_{\text{vão}} = \frac{\text{Msd}_{\text{vão}}}{l \arg} = \frac{77,28}{1,525} = 50,68 \text{ KNm/m} \Rightarrow 50,68 \times 0,9 = 45,6 \text{ KNm/nerv}$$

$$\text{Msd}_B = \frac{\text{Msd}_B}{l \arg} = \frac{-183,43}{1,525} = -120,28 \text{ KNm/m}$$

Faixas laterais:

$$\begin{aligned} \text{Msd}'_A &= 0,25 \times -67,27 = -16,81 \text{ KNm} \\ \text{Msd}'_{\text{vão}} &= 0,45 \times 281 = 126,45 \text{ KNm} \\ \text{Msd}'_B &= 0,25 \times -489,15 = -122,288 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Msd}_A = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_A = \frac{1,525}{3,05} \times -16,81 = -8,405 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_{\text{vão}} = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_{\text{vão}} = \frac{1,525}{3,05} \times 126,45 = 63,225 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_B = \frac{l \arg FC_1}{l \arg FC_1 + l \arg FC_2} \times \text{Msd}'_B = \frac{1,525}{3,05} \times -122,288 = -61,144 \text{ KNm}$$

$$\text{Msd}_A = \frac{\text{Msd}_A}{l \arg} = \frac{-8,405}{1,525} = -5,51 \text{ KNm/m}$$

$$\text{Msd}_{\text{vão}} = \frac{\text{Msd}_{\text{vão}}}{l \arg} = \frac{63,225}{1,525} = 41,46 \text{ KNm/m} \Rightarrow 41,46 \times 0,9 = 37,31 \text{ KNm/nerv}$$

$$\text{Msd}_B = \frac{\text{Msd}_B}{l \arg} = \frac{-61,144}{1,525} = -40,09 \text{ KNm/m}$$

Cálculo da armadura:

$$\begin{cases} b = 0,9m \\ d = 0,37m \end{cases}$$

$$V = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 16700 \times 0,9 \times 0,37 = 4726,94$$

$$Vd = V \times d = 574,9 \times 0,37 = 1748,97$$

$$\begin{cases} b = 1m \\ d = 0,37m \end{cases}$$

$$V = 0,85 \times f_{cd} \times b \times d = 0,85 \times 16700 \times 1,0 \times 0,37 = 5252,15 \text{KN}$$

$$Vd = V \times d = 5252,15 \times 0,37 = 19943,3 \text{KNm}$$

Faixa Central

$$M_{sdA} = -16,54 \text{KNm} / m$$

$$M_{sd_{vão}} = 45,6 \text{KNm} / \text{nerv}$$

$$M_{sdB} = -120,28 \text{KNm} / m$$

$$\text{Apoio 3A} \Rightarrow \mu = 0,009 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,01 ; A_s = 1,3 \text{cm}^2 / m \Rightarrow \phi 10 // 20$$

$$\text{vão 3AB} \Rightarrow \mu = 0,026 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,03 ; A_s = 3,53 \text{cm}^2 / m \Rightarrow 2\phi 20$$

$$\text{Apoio 3B} \Rightarrow \mu = 0,06 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,03 ; A_s = 9,65 \text{cm}^2 / m \Rightarrow \phi 12 // 10$$

Faixa lateral

$$M_{sdA} = -5,51 \text{KNm} / m$$

$$M_{sd_{vão}} = 37,31 \text{KNm} / \text{nerv}$$

$$M_{sdB} = -40,09 \text{KNm} / m$$

$$\text{Apoio 3A} \Rightarrow \mu = 0,003 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,003 ; A_s = 0,43 \text{cm}^2 / m \Rightarrow \phi 10 // 20$$

$$\text{vão 3AB} \Rightarrow \mu = 0,02 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,021 ; A_s = 2,93 \text{cm}^2 / m \Rightarrow 2\phi 20$$

$$\text{Apoio 3B} \Rightarrow \mu = 0,021 ; \left(\frac{y}{d} \right) = 0,02 ; A_s = 3,15 \text{cm}^2 / m \Rightarrow \phi 12 // 20$$

4.3. Verificação do esforço transverso:

$$\begin{aligned}\text{Peso próprio} &= 0,4 \times 25 = 10 \text{KN/m}^2 \\ \text{Restantes Cargas permanentes} &= 4,16 \text{KN/m}^2 \\ \text{Sobrecarga} &= 3 \text{KN/m}^2 \\ \text{Qsd} &= (10 + 4,16 + 3) \times 1,5 = 25,74 \text{KN/m}^2\end{aligned}$$

Maciços centrais:

$$\begin{aligned}Vsd_1 &= \text{Reacção laje no pilar} \\ Vsd_2 &= \text{Reacção laje no pilar} - Qsd \times \text{área} \\ \text{Área dos capiteis centrais} &= 6,682 \text{m}^2\end{aligned}$$

Considerando o caso mais desfavorável que é o pilar B2, temos que:

4.3.1- Verificação no 1º Piso

$$\begin{aligned}Vsd_1 &= 814,5 \text{KN} \\ Vsd_2 &= 814,5 - 25,74 \times 6,682 = 642,5 \text{KN}\end{aligned}$$

$$n^\circ \text{ nervuras} = 16$$

$$\begin{aligned}Vsd_2 &= \frac{642,5}{16} = 40,16 \text{KN / nervura} \\ Vrd &= 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times bw \\ &= 0,6 \times (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 0,125 = 25,59 \text{KNm / m}\end{aligned}$$

$$Vrd > Vsd$$

$$\begin{aligned}Vrd &= Vcd + Vwd \\ Vcd &= \tau_1 \times bw \times d = 750 \times 0,125 \times 0,37 = 34,69 \text{KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Vwd &= Vsd - Vcd \\ Vwd &= 40,16 - 34,69 = 5,47 \text{KN}\end{aligned}$$

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vwd}{0,9 \times d \times f_{syd}} = \frac{5,47}{0,9 \times 0,37 \times 34,8} = 0,472 \text{cm}^2 / \text{m}$$

para um $b = 0,2\text{m}$

$$A_{sw} = 0,472 \times 0,2 = 0,0944 \text{ cm}^2 / \text{ m} \Rightarrow \phi 6 // 0,2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,1 \times 0,125}{100} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ m} \Rightarrow \phi 6 // 0,2$$

4.3.2. Verificação na Cobertura:

$$N = 757,2 \text{ KN}$$

$$V_{sd_1} = 757,2 \text{ KN}$$

$$V_{sd_2} = 757,2 - 25,74 \times 6,682 = 585,21 \text{ KN}$$

Número de nervuras = 16

$$\frac{V_{sd_2}}{n} = \frac{585,21}{16} = 36,58 \text{ KN / nervura}$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times b \times bw \\ &= 0,6 \times (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 0,125 \\ &= 25,59 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$\begin{aligned} V_{cd} &= \tau \times bw \times d \\ &= 750 \times 0,125 \times 0,37 \\ &= 34,69 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{wd} &= V_{sd} - V_{cd} \\ &= 36,58 - 34,69 \\ &= 1,89 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{wd}}{0,9 \times d \times f_{syd}} = \frac{1,89}{0,9 \times 0,37 \times 34,8} = 0,16$$

com b=0,2m

$$A_{sw} = 0,16 \times 0,2 = 0,032 \text{ cm}^2 / \text{ m} \Rightarrow \phi 6 // 0,2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0,1 \times 0,125}{100} = 1,25 \text{ cm}^2 / \text{ m} \Rightarrow \phi 6 // 0,2$$

4.4-Verificação do Punçoamento nos Pilares 2B, 2C, 3B, 3C:

4.4.1. Exemplo de Calculo:

Para o pilar 2B, considerando segundo a direcção do pórtico2

Para o 1º piso:

$$N_{1^\circ\text{piso}} = N_{0,\text{barra4}} - N_{3,\text{barra3}} \\ = -753,05 - (-1545,97) = 792,92 \text{KN}$$

$$M_{1^\circ\text{piso}} = M_{6,1;\text{barra12}} - M_{0;\text{barra13}} \\ = -488,48 - (-381,38) = -107,1 \text{KNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{107,1}{792,92} = 0,135 \text{m}$$

$$qsd = 19,71 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \text{Área dos capiteis} = 6,682 \text{m}^2 \\ \text{N.º de nervuras} = 16$$

$$Vsd = \frac{19,71 \times 6,682}{16} = 8,23 \text{KN} / \text{ner}$$

$$u = 2 \times 2,7 + 2 \times 2,475 + 2\pi \times \left(\frac{0,37}{2} \right) = 11,51 \text{m}$$

$$Vrd = (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu \\ = (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 11,51 = 3929,27 \text{KN} / \text{m} \quad Vrd > Vsd.$$

Para a cobertura:

$$N_{\text{cobertura}} = N_{3,\text{barra4}} \\ = -753,05 \text{KN}$$

$$M_{\text{cobertura}} = M_{6,1;\text{barra9}} - M_{0;\text{barra10}} \\ = -451,19 - (-387,81) = -63,38 \text{KNm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{63,38}{753,05} = 0,084 \text{m}$$

$$qsd = 18,42 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \text{Área dos capiteis} = 6,682 \text{m}^2 \\ \text{N.º de nervuras} = 16$$

$$Vsd = \frac{18,42 \times 6,682}{16} = 7,69 \text{KN} / \text{nerv}$$

$$u = 2 \times 2,7 + 2 \times 2,475 + 2\pi \times \left(\frac{0,37}{2}\right) = 11,51\text{m}$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times \mu \\ &= (1,6 - 0,37) \times 750 \times 0,37 \times 11,51 = 3929,27\text{KN} / \text{m} \end{aligned}$$

$V_{rd} > V_{sd}$.

4.4.2. Quadro com valores de N e M por pórtico para cada pilar:

Momentos nos Pilares

Pórtico2

Pilar	1º piso	cobertura
2B	-107.1	-63.38
2C	64.69	62.48

Pórtico3

Pilar	1º piso	cobertura
3B	-89.23	-63.39
3C	89.23	63.39

PórticoB=C

Pilar	1º piso	cobertura
B2	-117.81	-68.27
B3	70.48	65.84

Reacção dos pilares

Pórtico2

Pilar	1º piso	cobertura
2B	792.92	753.05
2C	799.91	752.34

Pórtico3

Pilar	1º piso	cobertura
3B	802.53	752.62
3C	802.53	752.62

PórticoB=C

Pilar	1º piso	cobertura
B2	798.61	757.2
B3	814.5	756.92

Valores da excentricidades:

Pórtico2

Pilar	1ºpisso	cobertura
2B	0.135	0.084
2C	0.081	0.083

PórticoB=C

Pilar	1ºpisso	cobertura
B2	0.148	0.090
B3	0.087	0.087

Pórtico3

Pilar	1ºpisso	cobertura
3B	0.111	0.084
3C	0.111	0.084

Utilizando a expressão do artigo 54 (REBAP)

$$Vsd = \frac{Vsd}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right)$$

Obtivemos Vsd:

Pilar	1ºpisso	cobertura
B2	15,99	12,16
B3	12,82	12,05
C2	8,23	7,69
C3	8,23	7,69

Como se pode comprovar em qualquer dos casos $Vrd > Vsd$.

4.5- Verificação da Segurança dos E.L.Utilização

4.5.1- Deformação

Tendo-se cumprido as condições impostas nos artigos 102 (espessuras mínimas) ($L_i / h \leq 30 \eta$), e artigo 113, ficámos dispensados da verificação do estado limite de deformação, como consta no artigo 72.3 (R.E.B.A.P.).

4.5.2 - Fendilhação

Tendo-se adoptado as disposições construtivas regulamentares que permitem a dispensa da verificação da segurança a este estado limite. (Artº105/REBAP).

DIMENSIONAMENTO DAS ESCADAS

5.1. Acções:

Revestimento $\Rightarrow 1.5\text{KN/m}^2$

SC Escada $\Rightarrow 5\text{KN/m}^2$

Peso Próprio (laje) $\Rightarrow 6,25\text{KN/m}^2$

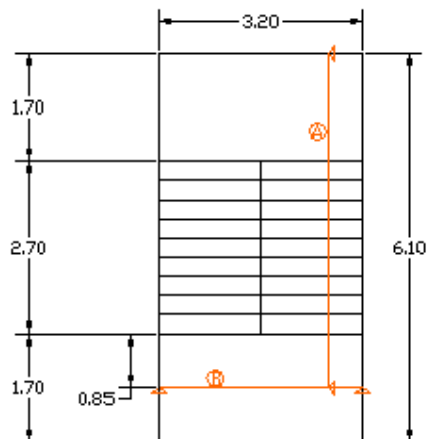
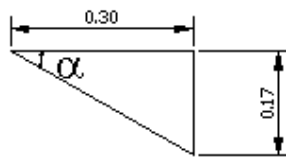
Degaus $\Rightarrow \frac{0,15}{2} \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}^2$

5.2. Geometria:

Espelho $\Rightarrow 0.17 \text{ m}$

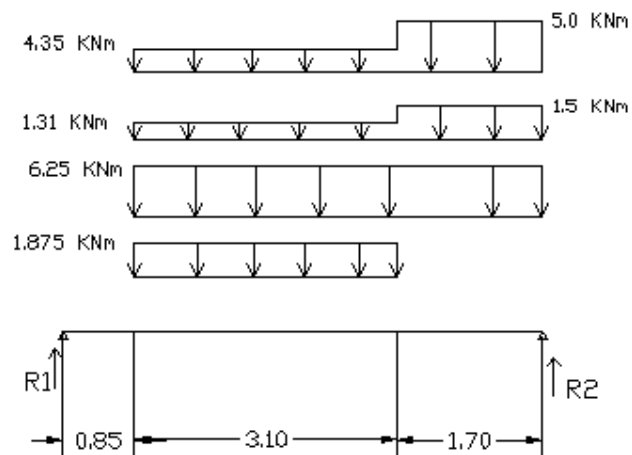
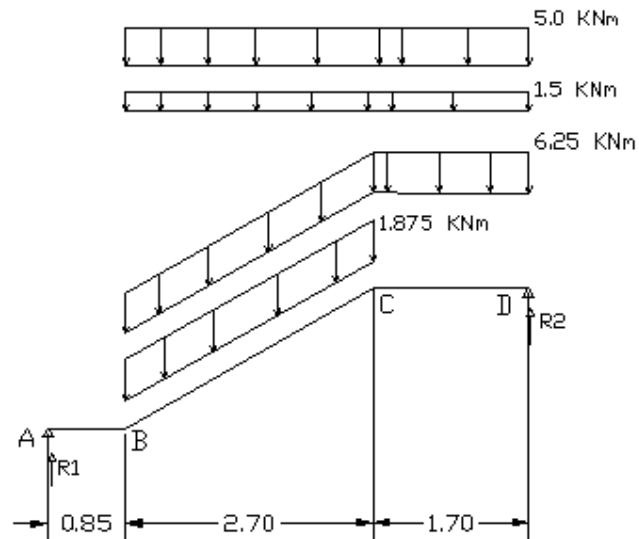
Cobertor $\Rightarrow 0.30 \text{ m}$

$h = 6,1/30 \Rightarrow 0.25 \text{ m}$



5.3 - Cálculo de Esforços

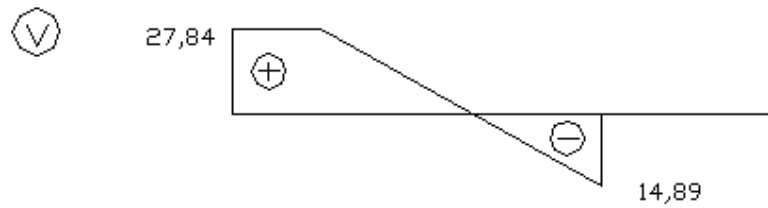
Lanço 1 – 3:



$$\sum M_b = 0$$

$$5,65R_1 = 1,875 \times 3,1 \times 3,25 + 6,25 \times 4,8 \times 2,4 + 1,31 \times 3,1 \times 3,25 + 1,5 \times 1,7 \times 0,85 + 4,35 \times 3,1 \times 3,25 + 5 \times 1,7 \times 0,85 = 0$$

$$R_1 = 27,84KN$$



$$P = 4,35 \times 3,1 + 1,31 \times 3,1 + 6,25 \times 3,1 + 3,1 \times 1,875 = 42,73 \text{ KN}$$

$$X = 2,02 \text{ m} \quad \begin{array}{l} (27,84 + 14,89) \text{ --- } 3,1 \\ 27,84 \text{ ----- } X \end{array}$$

$$X_t = 2,87 \text{ m}$$

$$M(2,87) = 50,94 \text{ KN/m}$$

$$M(2,87) = 27,84 \times 2,87 - 1,875 \times \frac{2,02^2}{2} - 6,25 \times \frac{2,02^2}{2} - 4,35 \times \frac{2,02^2}{2} - 1,31 \times \frac{2,02^2}{2}$$

$$M_{sd} = 50,94 \times 1,5 = 76,21 \text{ KNm/m}$$

$$R_{sd} = 27,84 \times 1,5 = 41,76 \text{ KN/m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,22 \times 1 = 3122,9 \text{ KN}$$

$$V_d = 3122,9 \times 0,22 = 687,04 \text{ KNm}$$

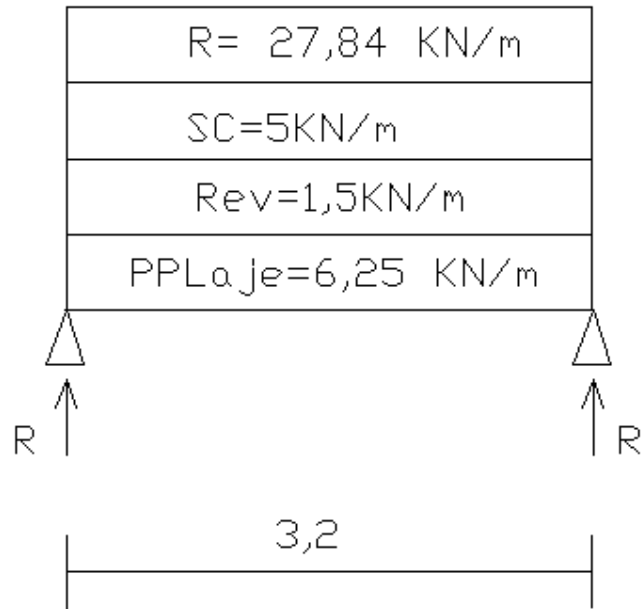
$$\mu = \frac{76,21}{687,04} = 0,11$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,11$$

$$A_s = 9,87 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,1$$

$$A_{s, \text{dist}} = 0,2 \times 9,87 = 1,97 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Patamar 2:



$$P = 27,84 + 5 + 1,5 + 6,25 = 40,59 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = \frac{40,59 \times 3,2}{2} = 64,94 \text{ KN}$$

$$M_{max} = M_{\frac{1}{2}} \text{vão} = \frac{40,59 \times 3,2^2}{8} = 51,96 \text{ KN}$$

$$Msd = 1,5 \times 51,96 = 77,94 \text{ KNm/m}$$

$$Rsd = 1,5 \times 64,94 = 97,41 \text{ KN/m}$$

$$V = 3122,9 \text{ KN}$$

$$Vd = 687,04 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{77,94}{687,04} = 0,11$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,12$$

$$As = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$As_{distr} = 0,2 \times 10,77 = 2,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$As_{min} = \frac{0,15 \times 0,22}{100} = 3,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$As_{fend} = As_{min} = 3,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

5.4. Verificação ao esforço Transverso:

$$V_{sd} = 41,76 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - 0,22) \times 750 \times 1 \times 0,22 = 136,62 \text{ KN}$$

$V_{rd} > V_{sd} \Rightarrow$ dispensa-se a armadura de esforço transverso

$$V_{sd} = 97,41 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - 0,22) \times 750 \times 1 \times 0,22 = 136,62 \text{ KN}$$

$V_{rd} > V_{sd} \Rightarrow$ dispensa-se a armadura de esforço transverso

5.5- Verificação da Segurança dos E.L.Utilização

5.5.1- Deformação

Tendo-se cumprido as condições impostas nos artigos 102 ($L_i / h \leq 30 \eta$), e no artigo 113, ficámos dispensados da verificação do estado limite de deformação, como consta no artigo 72.3 (R.E.B.A.P.).

5.5.2 - Fendilhação

Tendo-se adoptado as disposições construtivas regulamentares que permitem a dispensa da verificação da segurança a este estado limite. (Artº105/REBAP).

Espaçamento máximo entre varões (armadura principal)

$$\begin{cases} s \leq 1,5 \times h \\ s \leq 0,35 \end{cases} \begin{cases} s \leq 1,5 \times 0,15 \\ s \leq 0,35 \end{cases} \begin{cases} s \leq 0,225 \\ s \leq 0,35 \end{cases} \Rightarrow s \leq 0,225 \text{ m}$$

Espaçamento mínimo, artº77 (REBAP):

$$\begin{cases} s \geq \phi \text{ var } \delta es \\ s \geq 0,02 \end{cases} \begin{cases} s \geq 0,012 \\ s \geq 0,02 \end{cases} \Rightarrow s \geq 0,02 \text{ m}$$

Cálculo das sapatas:

6- Sapatas Centradas

6.1. Sapata 2B = 2C:

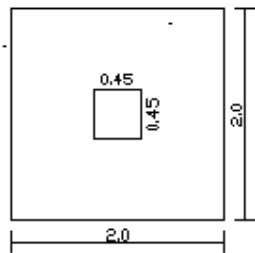
$$N = -1555,81 \text{ KN}$$

6.1.1. Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{Base sapata}} = 1555,81 \times \frac{1,1}{1,5} = 1140,93 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{1140,93}{300} = 3,8 \text{ m}^2$$



$$\Rightarrow A = B = 1,5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{sapata } 2 \times 2$$

$$h > \frac{l}{2} = \frac{0,775}{2} = 0,39 \text{ m}$$

considerando $h = 0,6 \text{ m}$

6.1.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{\text{base}} = \frac{1555,81}{1,5} + 2 \times 2 \times 25 \times 0,6 = 1097,21 \text{ KN}$$

$$M_{\text{base}} = \frac{47,84}{1,5} + \frac{36,57}{1,5} \times 0,6 = 46,52 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{base}} = \frac{36,57}{1,5} = 24,28 \text{ KN}$$

6.1.3. Excentricidades:

$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{46,52}{1097,21} = 0,042m$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} > 0,042 \Rightarrow \text{sapata totalmente comprimida}$$

$$\tau_{méd} = \frac{N}{A} = \frac{1097,21}{2 \times 2} = 274,3 \text{ KN} / m^2$$

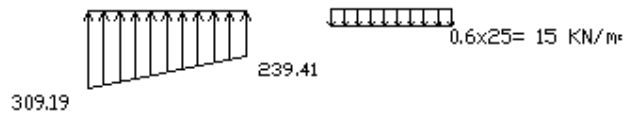
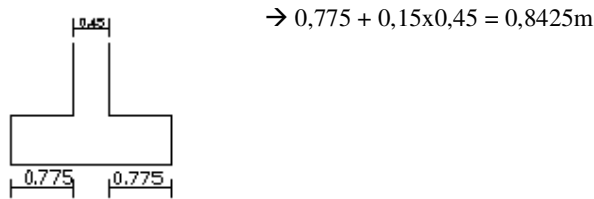
$$d\tau = \frac{M}{W} = \frac{46,52}{2 \times \frac{2^2}{6}} = 34,89 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau_{máx} = 274,3 + 34,89 = 309,19 \text{ KN} / m^2$$

$$\tau_{mín} = 274,3 - 34,89 = 239,41 \text{ KN} / m^2$$

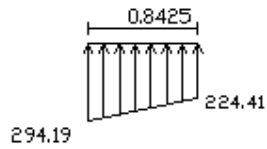
6.1.4. Verificação segurança E.L.U:

\Rightarrow Flexão:



$$\tau_i = \left(\frac{309,19 - 239,41}{2} \times 0,8425 \right) + 309,19 = 279,8 \text{ KN} / m^2$$

$$\Delta = 294,19 - 224,41 = 69,78$$



$$M = 224,41 \times \frac{0,8425^2}{2} + \frac{69,78 \times 0,8425}{2} \times \frac{2}{3} \times 0,8425 = 96,15 \text{ KNm}$$

$$Msd = 96,15 \times 1,5 = 144,225 \text{ KNm/m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35 \text{ KN}$$

$$Vd = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{Msd}{V} = \frac{144,225}{3987,38} = 0,036$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,036$$

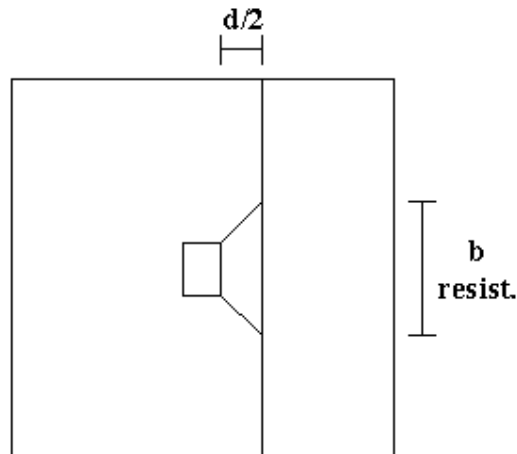
$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima (norma Espanhola):

$$A_{s_{min}} = \frac{0,18 \times 0,53}{100} = 9,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adoptada $\Rightarrow \phi 12//0,1$

6.1.5. Verificação ao esforço transverso:



$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265m$$

$$b_{resist} = 0,45 + 0,53 = 0,98m$$

$$fcd = \frac{16700 \times 1000}{9,8 \times 10^4} = 170,41 Kg / cm^2$$

$$fvd = 0,5 \times \sqrt{170,41} = 6,52 Kg / cm^2$$

$$Vrd = 2 \times 0,98 \times 652 \times 0,53 = 677,30 KN$$

$$\tau_{II} = 309,19 - \left[\frac{309,19 - 239,41}{2} \times 0,51 \right] = 291,40 KN / m^2$$

$$R = \frac{(309,19 - 15) + (291,4 - 15)}{2} \times 0,51 \times 2 = 291 KN$$

$$Vsd = 291 \times 1,5 = 436,5 KN$$

$$Vrd > Vsd$$

6.1.6. Verificação de equilíbrio:

⇒ Derrube:

$$P.P = 2 \times 2 \times 0,6 \times 25 = 60 KN$$

$$N = 1097,21 + 60 = 1157,21 KN$$

$$M = 46,52 KNm$$

$$V = 24,38 KN$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = 115,21 KNm$$

Forças Instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 46,52 KNm$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{1157,21}{46,52} = 24,88 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

⇒ Deslizamento:

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 1157,21 \times \operatorname{tg} 20 = 421,19 \text{ KN}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 24,38 \text{ KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{421,19}{24,3} = 17,28 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

6.2. Sapata 3B = 3C:

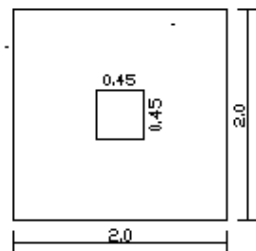
$$N = -1571,42 \text{ KN}$$

6.2.1. Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{Base sapata}} = 1571,42 \times \frac{1,1}{1,5} = 1152,37 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{adm}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{1152,37}{300} = 3,84 \text{ m}^2$$



$$\Rightarrow A = B = 1,96 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{sapata } 2 \times 2$$

$$h > \frac{l}{2} = \frac{0,775}{2} = 0,39 \text{ m}$$

considerando $h = 0,6 \text{ m}$

6.2.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{base} = \frac{1571,42}{1,5} + 2 \times 2 \times 25 \times 0,6 = 1107,61 \text{ KN}$$

$$M_{base} = \frac{15,89}{1,5} + \frac{16,41}{1,5} \times 0,6 = 17,16 \text{ KNm}$$

$$V_{base} = \frac{16,41}{1,5} = 10,94 \text{ KN}$$

6.2.3. Excentricidades:

$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{17,16}{1107,61} = 0,015 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} > 0,042 \Rightarrow \text{sapata totalmente comprimida}$$

$$\tau_{méd} = \frac{N}{A} = \frac{1107,61}{2 \times 2} = 276,9 \text{ KN/m}^2$$

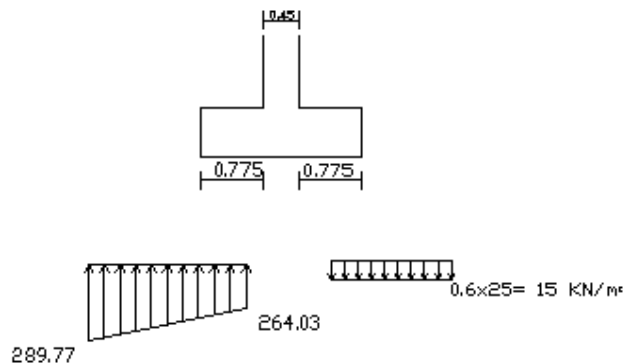
$$d\tau = \frac{M}{W} = \frac{17,16}{2 \times \frac{2^2}{6}} = 12,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{máx} = 276,9 + 12,87 = 289,77 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{mín} = 276,9 - 12,87 = 264,03 \text{ KN/m}^2$$

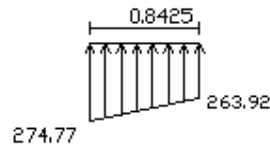
6.2.3. Verificação segurança E.L.U:

\Rightarrow Flexão:



$$\tau_i = \left(\frac{289,77 - 264,03}{2} \times 0,8425 \right) + 289,77 = 278,92 \text{ KN / m}^2$$

$$\Delta = 289,77 - 263,92 = 25,85$$



$$M = 263,92 \times \frac{0,8425^2}{2} + \frac{25,85 \times 0,8425}{2} \times \frac{2}{3} \times 0,8425 = 99,9 \text{ KNm}$$

$$Msd = 99,9 \times 1,5 = 149,85 \text{ KNm / m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35 \text{ KN / m}$$

$$Vd = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38 \text{ KN / m}$$

$$\mu = \frac{Msd}{V} = \frac{149,85}{3987,38} = 0,038 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d} \right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,0388$$

$$As = \frac{\left(\frac{y}{d} \right) \times V}{f_{syd}} = 8,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima (norma Espanhola):

$$As_{min} = \frac{0,18 \times 0,53}{100} = 9,54 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adoptada $\Rightarrow \phi 12//0,1$

6.2.5. Verificação ao esforço transverso:

$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ m}$$

$$\frac{d}{2} \Rightarrow \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ m}$$

$$b_{resist} \Rightarrow 0,45 + 0,53 = 0,98 \text{ m}$$

$$fcd = \frac{16700 \times 1000}{9,8 \times 10^4} = 170,41 \text{ Kg / cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,5 \times \sqrt{170,41} = 6,52 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{rd} = 2 \times 0,98 \times 652 \times 0,53 = 677,3 \text{ KN}$$

$$\tau_{II} = 289,77 - \left[\frac{289,77 - 264,03}{2} \times 0,51 \right] = 283,21 \text{ KN/m}^2$$

$$R = \frac{274,77 + (268,21)}{2} \times 0,51 \times 2 = 277 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 277 \times 1,5 = 415,5 \text{ KN}$$

$$V_{rd} > V_{sd}$$

6.2.6. Verificação de equilíbrio:

⇒ Derrube:

$$P.P = 2 \times 2 \times 0,6 \times 25 = 60 \text{ KN}$$

$$N = 1152,37 + 60 = 1212,37 \text{ KN}$$

$$M = 17,16 \text{ KNm}$$

$$V = 10,94 \text{ KN}$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = N = 1212,37 \text{ KNm}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 17,16 \text{ KNm}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{1212,37}{17,16} = 70,65 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

⇒ Deslizamento:

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \text{tg} \left(\frac{2}{3} \phi \right) = 1212,37 \times \text{tg} 20 = 441,27 \text{ KN}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 10,94 \text{ KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{441,27}{10,94} = 40,34 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

6.3. Sapata 2D:

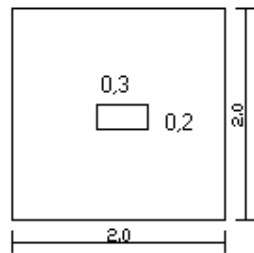
$$N = \frac{765,8}{1,5} + 80,32 = 590,85 \text{ KN}$$

6.3.1. Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{base sapata}} = 590,85 \times 1,1 = 649,94 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{\text{adm}}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{649,94}{300} = 2,17 \text{ m}^2$$



$$\Rightarrow A = B = 1,47 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{sapata } 2 \times 2$$

$$h > \frac{l}{2} = \frac{0,9}{2} = 0,45 \text{ m}$$

considerando $h = 0,6 \text{ m}$

6.3.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{\text{base}} = 590,85 + 2 \times 2 \times 25 \times 0,6 = 650,85 \text{ KN}$$

$$M_{\text{base}} = \frac{17,44}{1,5} + \frac{16,49}{1,5} \times 0,6 = 18,1 \text{ KNm}$$

$$V_{\text{base}} = \frac{16,19}{1,5} = 10,79 \text{ KN}$$

6.3.2. Excentricidades:

$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{18,1}{650,85} = 0,028m$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} > 0,028 \Rightarrow \text{sapata totalmente comprimida}$$

$$\tau_{méd} = \frac{N}{A} = \frac{650,85}{2 \times 2} = 162,71 \text{KN} / m^2$$

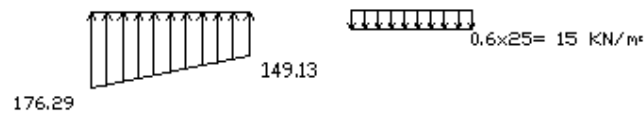
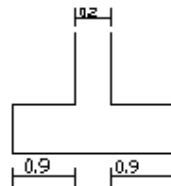
$$d\tau = \frac{M}{W} = \frac{18,1}{2 \times \frac{2^2}{6}} = 13,58 \text{KN} / m^2$$

$$\tau_{máx} = 142,63 + 13,58 = 176,29 \text{KN} / m^2$$

$$\tau_{mín} = 142,63 - 13,58 = 149,13 \text{KN} / m^2$$

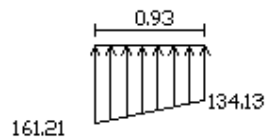
6.3.4. Verificação segurança E.L.U:

\Rightarrow Flexão:



$$\tau_i = - \left(\frac{176,29 - 149,13}{2} \times 0,93 \right) + 176,29 = 163,66 \text{KN} / m^2$$

$$\Delta = 27,08$$



$$M = 134,13 \times \frac{0,93^2}{2} + \frac{27,08 \times 0,93}{2} \times \frac{2}{3} \times 0,93 = 65,81 \text{KNm}$$

$$M_{sd} = 65,81 \times 1,5 = 98,72 \text{KNm / m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35 \text{KN / m}$$

$$V_d = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38 \text{KN / m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{V} = \frac{98,72}{3987,38} = 0,025 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,025$$

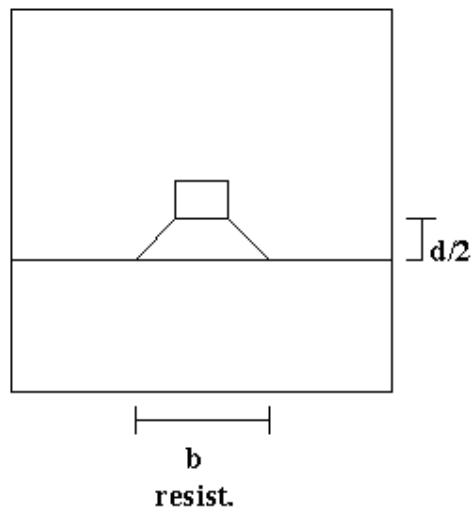
$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 5,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima (norma Espanhola):

$$A_{s_{min}} = \frac{0,18 \times 0,53}{100} = 9,54 \text{cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adoptada $\Rightarrow \phi 12/0,1$

6.3.5. Verificação ao esforço transverso:



$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{m}$$

$$b_{resist} \Rightarrow 0,3 + 0,53 = 0,83 \text{m}$$

$$f_{cd} = \frac{16700 \times 1000}{9,8 \times 10^4} = 170,41 \text{Kg / cm}^2$$

$$f_{vd} = 0,5 \times \sqrt{170,41} = 6,52 \text{ Kg / cm}^2$$

$$V_{rd} = 2 \times 0,83 \times 652 \times 0,53 = 573,63 \text{ KN}$$

$$\tau_{II} = 176,29 - \left[\frac{176,29 - 149,13}{2} \times 0,635 \right] = 167,67 \text{ KN / m}^2$$

$$R = \frac{161,21 + (167,67 - 15)}{2} \times 0,635 \times 2 = 199,31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 199,31 \times 1,5 = 298,97 \text{ KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

6.3.6. Verificação de equilíbrio:

⇒ Derrube:

$$P.P = 2 \times 2 \times 0,6 \times 25 = 60 \text{ KN}$$

$$N = 650,85 + 60 = 710,85 \text{ KN}$$

$$M = 18,1 \text{ KNm}$$

$$V = 10,79 \text{ KN}$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = N = 710,85 \text{ KNm}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 18,1 \text{ KNm}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{710,85}{18,1} = 39,27 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

⇒ Deslizamento

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \text{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 710,85 \times \text{tg} 20 = 258,73 \text{ KN}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 10,79 \text{ KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{258,73}{10,79} = 23,98 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

6.4. Sapata 3D:

$$N = 768,16 \text{ KN}$$

$$M = 13,16 \text{ KNm}$$

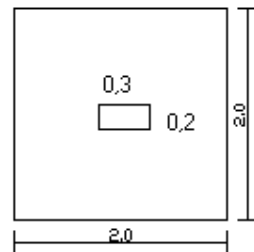
$$V = 13,35 \text{ KN}$$

6.4.1. Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{base sapata}} = 768,16 \times \frac{1,1}{1,5} = 536,32 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{adm}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{536,32}{300} = 1,88 \text{ m}^2$$



$$\Rightarrow A = B = 1,37 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{sapata } 2 \times 2$$

$$h > \frac{l}{2} = \frac{0,9}{2} = 0,45 \text{ m}$$

considerando $h = 0,6 \text{ m}$

6.4.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{\text{base}} = \frac{768,16}{1,5} + 2 \times 2 \times 25 \times 0,6 = 572,11 \text{ KN}$$

$$M_{\text{base}} = \frac{13,16}{1,5} + \frac{13,35}{1,5} \times 0,6 = 14,11 \text{ KNm}$$

$$V_{base} = \frac{13,35}{1,5} = 8,9 \text{ KN}$$

6.4.2. Excentricidades:

$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{14,11}{572,11} = 0,025 \text{ m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} > 0,025 \Rightarrow \text{sapata totalmente comprimida}$$

$$\tau_{méd} = \frac{N}{A} = \frac{572,11}{2 \times 2} = 143,03 \text{ KN} / \text{m}^2$$

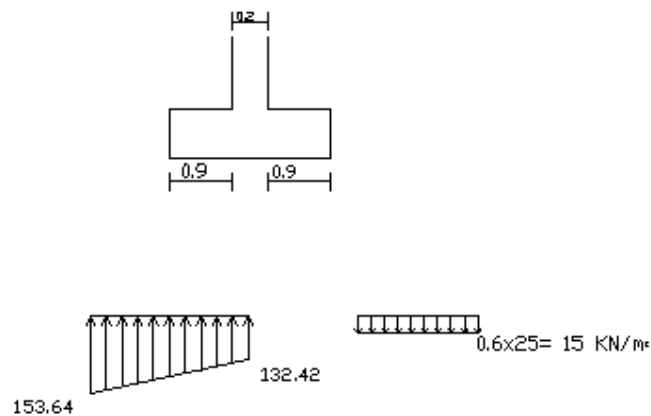
$$d\tau = \frac{M}{W} = \frac{14,14}{2 \times \frac{2^2}{6}} = 10,61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{máx} = 143,03 + 10,61 = 153,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\tau_{mín} = 143,03 - 10,61 = 132,42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

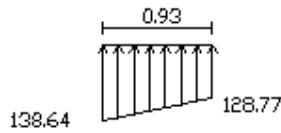
6.4.3. Verificação segurança E.L.U:

\Rightarrow Flexão:



$$\tau_i = -\left(\frac{153,64 - 132,42}{2} \times 0,93\right) + 153,64 = 143,77 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\Delta = 9,87$$



$$M = 128,77 \times \frac{0,93^2}{2} + \frac{9,87 \times 0,93}{2} \times \frac{2}{3} \times 0,93 = 58,53 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 58,53 \times 1,5 = 87,80 \text{ KNm/m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35 \text{ KN/m}$$

$$V_d = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38 \text{ KN/m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{V} = \frac{87,8}{3987,38} = 0,022 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,022$$

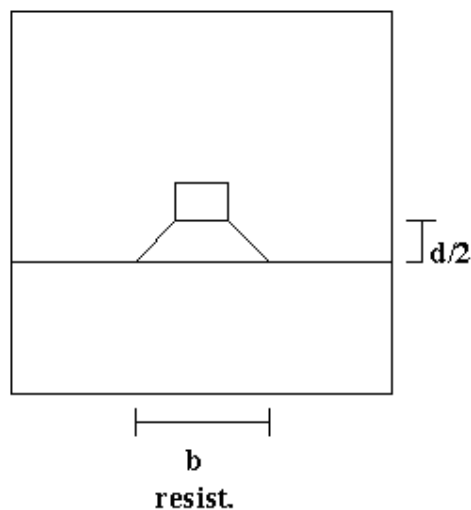
$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 4,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima (norma Espanhola):

$$A_{s_{min}} = \frac{0,18 \times 0,53}{100} = 9,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura adoptada $\Rightarrow \phi 12/0,1$

6.4.5. Verificação ao esforço transverso:



$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265m$$

$$\frac{d}{2} \Rightarrow \frac{0,53}{2} = 0,265m$$

$$b_{resist} \Rightarrow 0,3 + 0,53 = 0,83m$$

$$f_{cd} = \frac{16700 \times 1000}{9,8 \times 10^4} = 170,41 \text{Kg} / m^2$$

$$f_{vd} = 0,5 \times \sqrt{170,41} = 6,52 \text{Kg} / m^2$$

$$V_{rd} = 2 \times 0,83 \times 652 \times 0,53 = 573,63 \text{KN}$$

$$\tau_{II} = 153,64 - \left[\frac{153,64 - 132,42}{2} \times 0,635 \right] = 146,9 \text{KN}$$

$$R = \frac{(153,64 - 15) + (146,9 - 15)}{2} \times 0,635 \times 2 = 171,79 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 171,79 \times 1,5 = 257,69 \text{KN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

6.4.6. Verificação de equilíbrio:

⇒Derrube:

$$P.P = 2 \times 2 \times 0,6 \times 25 = 60 \text{KN}$$

$$N = 572,11 + 60 = 632,11 \text{KN}$$

$$M = 14,11 \text{KNm}$$

$$V = 8,9 \text{KN}$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = N = 632,11 \text{KN}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 14,11 \text{KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{632,11}{14,11} = 44,8 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

⇒ Deslizamento:

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 632,11 \times \operatorname{tg} 20 = 230,07 \text{ KN}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 8,9 \text{ KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{230,07}{8,9} = 25,85 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

7. Sapatas Excêntricas

7.1. Sapata 4B = 4C

$$N = 759,45 \text{ KN}$$

$$M = 8,88 \text{ KNm}$$

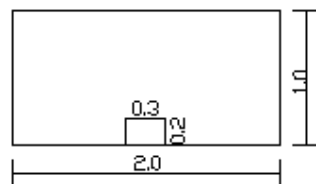
$$V = 8,21 \text{ KN}$$

7.1.1. Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{base sapata}} = 759,45 \times \frac{1,1}{1,5} = 556,93 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{adm}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{556,93}{300} = 1,86 \text{ m}^2$$



$$\Rightarrow A = B = 1,86 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{sapata } 2 \times 1$$

$$l_{maior} = 1 - 0,2 = 0,8m$$

$$h_{sap} \geq \frac{0,8}{2} = 0,4m$$

Admitindo um $h = 0,6m$

7.1.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{base} = \frac{759,45}{1,5} + 2 \times 2 \times 25 \times 0,6 = 536,3KN$$

$$M_{base} = \frac{8,88}{1,5} + 506,3 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0,2}{2}\right) + \frac{8,21}{1,5} \times 0,6 = 211,72KNm$$

$$V_{base} = \frac{8,21}{1,5} = 5,47KN$$

7.1.3. Excentricidades:

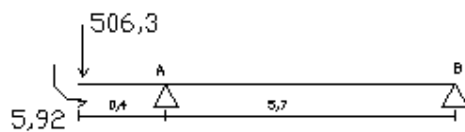
$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{211,72}{536,3} = 0,39m$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} < 0,39 \Rightarrow \text{sapata parcialmente comprimida}$$

7.1.4. Comprimento trecho comprimido da sapata:

$$L = 2 \times \left(\frac{1}{2} - 0,39\right) = 0,22m$$

$$R = N = \frac{\tau_{max} \times 0,22}{2} \Rightarrow \tau_{max} = 4875,45 > \frac{4}{3} \tau_{max} \Rightarrow \text{adapta-se uma viga de rigidez}$$



$$\sum M_b = 0$$

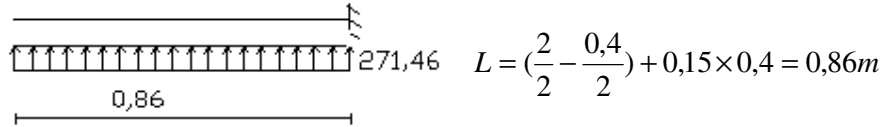
$$506,3 \times (6,1) + \frac{8,88}{1,5} - 5,7R_a = 0$$

$$R_a = 542,87KN$$

$$R_b = 540,47 - 506,3 = 36,57K$$

$$\tau = \frac{542,87 + 25 \times 0,6 \times 2}{2} = 286,46 < \tau_{adm}$$

7.1.6. Verificação segurança E.L.U rotura:



$$M = 271,46 \times \frac{0,86^2}{2} = 100,39 \text{ KNm} / m$$

$$Msd = 100,39 \times 1,5 = 150,59 \text{ KNm} / m$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35 \text{ KN}$$

$$Vd = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{Msd}{V} = \frac{150,59}{3987,38} = 0,038 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,039$$

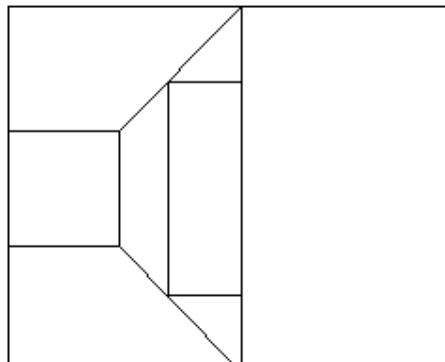
$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 8,43 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow \phi 8 // 0,2$$

Armadura mínima (norma Espanhola):

$$A_{s_{min}} = \frac{0,18 \times 0,53}{100} = 9,54 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura adoptada $\Rightarrow \phi 12 // 0,1$

7.1.6. Verificação ao Esforço Transverso:



$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265m$$

$$B_1 = l - \frac{b_{viga}}{2} - \frac{d}{2} = 0,895 - 0,265 - 0,15 = 0,48m$$

$$Vrd = 2 \times 1 \times 0,53 \times 652 = 691,12KN$$

$$R = 285,24 \times 1 \times 0,48 = 136,92KN$$

7.1.7. Verificação de equilíbrio:

\Rightarrow Derrube:

$$P.P = 2 \times 1 \times 0,6 \times 25 = 30KN$$

$$N = 536,3 + 30 = 566,3KN$$

$$M = 5,92KNm$$

$$V = 5,47KN$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = N = 566,3KNm$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 211,72KNm$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{566,3}{211,72} = 2,67 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

\Rightarrow Deslizamento:

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times tg\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 536,3 \times tg 20 = 195,2KN$$

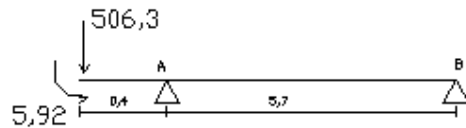
Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 5,47KN$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{195,2}{5,47} = 35,69 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

7.1.8. Dimensionamento da viga (V3) :



$$M_A = 506,3 \times 0,4 + \frac{8,88}{1,5} = 208,44 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 208,44 \times 1,5 = 312,66 \text{ KNm / m}$$

Considerando uma viga de dimensões de 0,4×0,7

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$d = 0,63 \text{ m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,4 \times 0,63 = 3577,14 \text{ KN}$$

$$Vd = 3577,14 \times 0,63 = 2253,6 \text{ KN / m}$$

$$\mu = \frac{Msd}{Vd} = \frac{312,66}{2253,6} = 0,14 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,15$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 15,42 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 5\text{Ø}20$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0,15 \times 0,4 \times 0,63}{100} = 3,78 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

7.1.8.1. Verificação do esforço transverso da viga:

$$V_{sd} = 540,47 \text{ KN}$$

$$V_{rd_{max}} = \tau_2 b w d = 1260 \text{ KN}$$

$$V_{cd} = 189 \text{ KN}$$

$$V_{cd} < V_{sd}$$

$$V_{rd} > V_{sd}$$

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 351,45 \text{ KN}$$

$$V_{wd} = 0,9 \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 11,22 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$V_{sd} \leq \frac{2}{3} V_{rd_{max}} \Rightarrow 340,45 \leq 810$$

$$s \leq 0,5d = 0,315$$

$$\text{com } s \leq 0,25m$$

$$A_{sw} = 11,22 \times 0,1 = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \Rightarrow \text{Ø}10//10$$

7.2. Sapata 4D:

$$N = 304,65 \text{ KN}$$

$$M = 12,83 \text{ KNm}$$

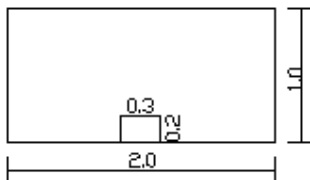
$$V = 14,82 \text{ KN}$$

7.2.1 Pré-dimensionamento:

$$N_{\text{base sapata}} = 304,65 \times \frac{1,1}{1,5} = 223,41 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{basesapata}}}{A_{\text{sapata}}} \leq \tau_{adm}$$

$$A_{\text{sapata}} = \frac{223,41}{300} = 0,74 \text{ m}^2$$



$\Rightarrow \text{sapata.}2 \times 1$

7.2.2. Esforços no CG da base da sapata:

$$N_{base} = \frac{304,65}{1,5} + 2 \times 1 \times 25 \times 0,6 = 233,1 \text{KN}$$

$$M_{base} = \frac{14,82}{1,5} + 203,1 \times \left(\frac{1}{2} - \frac{0,2}{2} \right) + \frac{9,88}{1,5} \times 0,6 = 95,072 \text{KNm}$$

$$V_{base} = \frac{12,83}{1,5} = 8,55 \text{KN}$$

7.2.3. Excentricidades:

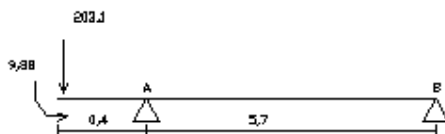
$$e = \frac{M_{base}}{N_{base}} = \frac{95,072}{233,01} = 0,41 \text{m}$$

$$\frac{a}{6} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{3} < 0,41 \Rightarrow \text{sapata parcialmente comprimida}$$

7.2.4. Comprimento troço comprimido da sapata:

$$L = 2 \times \left(\frac{1}{2} - 0,41 \right) = 0,18 \text{m}$$

$$R = N = \frac{\tau_{max} \times 0,18}{2} \Rightarrow \tau_{max} = 2590 > \frac{4}{3} \tau_{max} \Rightarrow \text{adopta-se uma viga de rigidez}$$



$$\sum M_b = 0$$

$$203,1 \times 6,5 + 9,88 - 6,1 R_a = 0$$

$$R_a = 219,09 \text{KN}$$

$$R_b = 219,09 - 203,1 = 15,99 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{219,09 + 25 \times 0,6 \times 2}{2} = 124,54 < \tau_{adm}$$

7.2.5. Verificação segurança E.L.U:

$$L = \left(\frac{2}{2} - \frac{0,4}{2}\right) + 0,15 \times 0,4 = 0,86m$$

$$M = 109,54 \times \frac{0,86^2}{2} = 40,51KNm / m$$

$$Msd = 40,51 \times 1,5 = 60,77KNm / m$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,53 \times 1 = 7523,35KN / m$$

$$Vd = 7523,35 \times 0,53 = 3987,38KN / m$$

$$\mu = \frac{Msd}{V} = \frac{60,77}{3987,38} = 0,015 < 0,31$$

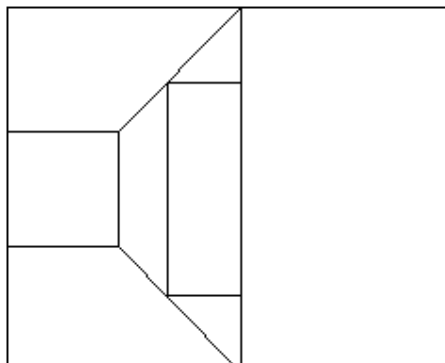
$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,015$$

$$As = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 3,24cm^2/m$$

$$As_{min} = 9,54cm^2 / m$$

$$As_{fend} = 0,65cm^2 / m$$

7.2.6. Verificação ao Esforço Transverso:



$$\frac{d}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265m$$

$$B_1 = l - \frac{b_{viga}}{2} - \frac{d}{2} = 0,895 - 0,265 - 0,15 = 0,48m$$

$$Vrd = 2 \times 1 \times 0,53 \times 652 = 691,12KN$$

$$R = 124,02 \times 1 \times 0,48 = 59,53KN$$

7.2.7. Verificação de equilíbrio:

⇒Derrube:

$$P.P = 2 \times 1 \times 0,6 \times 25 = 30 \text{ KN}$$

$$N = 233,1 + 30 = 263,1 \text{ KN}$$

$$M = 95,072 \text{ KNm}$$

$$V = 8,55 \text{ KN}$$

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \frac{l}{2} = N = 233,1 \text{ KNm}$$

Forças instabilizantes:

$$\sum F_{int} = M = 95,072 \text{ KNm}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{566,3}{95,072} = 5,96 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

⇒Deslizamento:

Forças estabilizantes:

$$\sum F_{ext} = N \times \text{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) = 233,1 \times \text{tg} 20 = 84,84 \text{ KN}$$

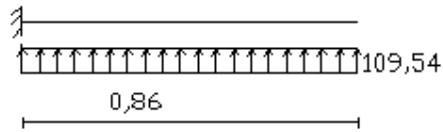
Forças instabilizantes:

$$\sum F_{inst} = V = 8,55 \text{ KN}$$

Factor de segurança:

$$F.s = \frac{84,84}{8,55} = 9,92 > 1,5 \Rightarrow \text{verifica a segurança}$$

7.2.8. Dimensionamento da viga (V4):



$$M_A = 203,1 \times 0,4 + \frac{14,82}{1,5} = 91,12 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 91,12 \times 1,5 = 136,68 \text{ KNm/m}$$

Considerando uma viga de dimensões de $0,4 \times 0,7$

$$b = 0,4 \text{ m}$$

$$d = 0,63 \text{ m}$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,4 \times 0,63 = 3577,14 \text{ KN}$$

$$Vd = 3577,14 \times 0,63 = 2253,6 \text{ KN/m}$$

$$\mu = \frac{M_{sd}}{Vd} = \frac{136,68}{2253,6} = 0,06 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,06$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 6,17 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 4\text{Ø}16$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0,15 \times 0,4 \times 0,63}{100} = 3,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

7.1.8.1. Esforço transversal da viga:

$$Vrd_{\text{max}} \geq \tau_2 bwd = 1260 \text{ KN}$$

$$Vcd = \tau_1 bwd = 189 \text{ KN}$$

$$Vsd = 219,09$$

$$Vrd_{\text{max}} = Vsd$$

$$Vwd = 0,9 \times \frac{A_{sw}}{s} \times f_{syd}$$

$$Vwd = Vrd_{\text{max}} - Vcd = 219,09 - 189 = 30,09$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$Vsd \leq \frac{1}{6} Vrd_{\max} \Rightarrow 219,09 \leq 210$$

$$Vsd \leq \frac{2}{3} Vrd_{\max} \Rightarrow 219,09 \leq 840$$

$$s \leq 0,5d = 0,315$$

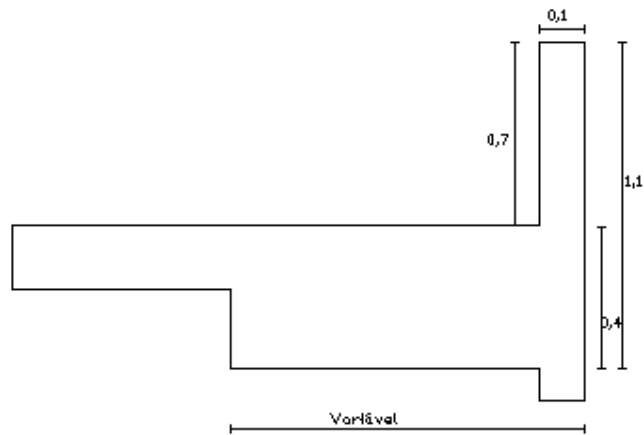
$$\text{com } s \leq 0,25m$$

$$A_{sw} = 0,96 \times 0,2 = 0,19 \text{ cm}^2 / m \quad \Rightarrow \text{Ø8//20}$$

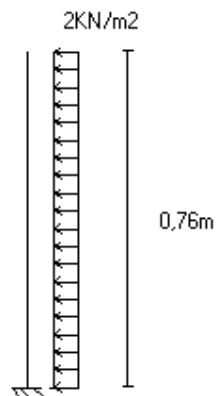
Murete

8. Murete

Considerando uma carga uniformemente distribuída de 2 KN/m^2 .



8.1. Modelo de calculo



$$0,7 + 0,15 \times 0,4 = 0,76m$$

$$M = \frac{2 \times 0,76^2}{2} = 0,58 \text{ KN / m}$$

8.2. Calculo da Armadura de Flexão

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,07 \times 1 = 993,65 \text{ KN}$$

$$Vd = 933,65 \times 0,07 = 70 \text{ KN / m}$$

$$\mu = \frac{Msd}{V} = \frac{0,58}{3987,38} = 0,0829 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{d}\right) = \sqrt{1 - 2 \times \mu} = 0,083$$

$$A_s = \frac{\left(\frac{y}{d}\right) \times V}{f_{syd}} = 0,2377 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,15 \times 1 \times 0,07}{100} = 1,05 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 8 // 20$$

Dimensionamento dos Muros

9. Dimensionamento dos Muros de Suporte

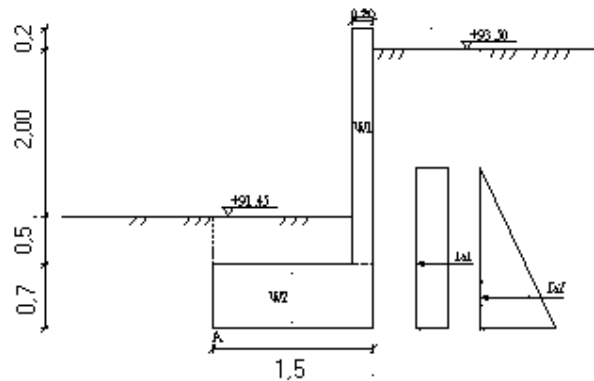
$$\text{Considerando } \begin{cases} \gamma = 19 \text{ KN} / \text{m}^3 \\ \varphi = 30^\circ \\ \tau = 300 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } 30}{1 + \text{sen } 30} = 0,333$$

$$K_o = 1 - \text{sen } 30 = 0,5$$

$$\text{Coef. atrito} = \text{Tg} \left(\frac{2}{3} \times 30 \right) = 0,364$$

9.1. Muro de Suporte M1



$$N = \frac{297,53}{1,5} = 198,35 \text{ KN}$$

$$M = \frac{13,16}{1,5} = 8,77 \text{ KNm}$$

$$V = \frac{13,35}{1,5} = 8,9 \text{ KN}$$

$$d = [(\text{tg } 45 \times 3,4) \times 2 + 0,3] = 7,1 \text{ m}$$

$$N_{\text{deg radado}} = \frac{198,35}{7,1} = 27,94 \text{ KN / m}$$

$$l = 1,5 - 0,2 = 1,3m$$

$$h \geq \frac{1,8}{2} = 0,9m$$

9.1.1. Verificação ao deslize:

Forças estabilizantes:

$$W_1 = 2 \times 0,7 \times 25 = 26,25 \text{ KN / m}$$

$$W_2 = 0,2 \times (3,4 - 0,7) \times 25 = 13,5 \text{ KN / m}$$

$$N_{\text{degradado}} = 27,94 \text{ KN / m}$$

$$\Sigma F_{est} = (26,25 + 13,5 + 27,94) \times \text{tg}\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 24,64 \text{ KN / m}$$

Forças instabilizantes:

$$I_1 = \frac{1,6 \times 10,03}{2} = 8,024$$

$$I_2 = 1,6 \times 1,65 = 2,69$$

$$V = -8,9 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{inst} = 8,024 + 2,69 - 8,9 = 1,81$$

Factor de segurança:

$$F.S = \frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{24,64}{1,81} = 13,6 > 1,5 \quad \text{verifica}$$

9.1.2. Verificação ao derrube:

Forças estabilizantes:

$$\Sigma F_{est} = 26,25 \times \frac{1,5}{2} + 13,5 \times (1,5 - 0,1) + 27,94 \times (1,5 - 0,1) = 77,7 \text{ KN/m}$$

Forças instabilizantes:

$$\Sigma F_{inst} = 8,024 \times \frac{1,6}{3} + 2,69 \times \frac{1,6}{2} - 8,9 \times 0,7 + 8,77 = 8,97 \text{ KN/m}$$

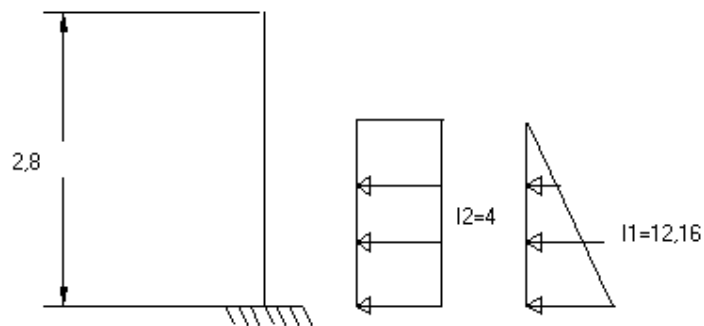
Factor de segurança:

$$F.S = \frac{\sum F_{est}}{\sum F_{inst}} = \frac{77,7}{8,97} = 8,66 > 1,5 \quad \text{Verifica}$$

9.1.3. Dimensionamento do muro:

$$l = 2 + 0,5 + 0,2 + 0,15 \times 0,7 = 2,8m$$

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{6,1}{2,8} = 2,17 > 2 \Rightarrow \text{armado numa direcção}$$



$$E_1 = 0,5 \times 19 \times 1,6 = 15,2$$

$$E_2 = 0,5 \times 5 = 2,5$$

$$I_1 = \frac{15,2 \times 1,6}{2} = 12,16$$

$$I_2 = 2,5 \times 1,6 = 4$$

$$M = 12,16 \times \frac{1,6}{3} + 4 \times \frac{1,6}{2} = 9,69 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 9,69 \times 1,5 = 14,535 \text{ KNm / m}$$

$$V = 12,16 + 4 = 16,16 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 16,16 \times 1,5 = 24,24 \text{ KNm}$$

9.1.3.1. Calculo da Armadura de Flexão

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,15 = 2129,25 \text{ KN}$$

$$V_d = 2129,25 \times 0,15 = 319,39 \text{ KN / m}$$

$$\mu = \frac{14,535}{319,39} = 0,046$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,046$$

$$A_s = 2,88\text{cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 10 // 0,2$$

$$A_{s, \text{dist}} = 20\% \times 2,88\text{cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 8 // 0,2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0,15 \times 0,15}{100} = 2,25\text{cm}^2 / \text{m}$$

9.1.3.2. Verificação ao esforço transverso:

$$V_{sd} = 24,24\text{KN}$$

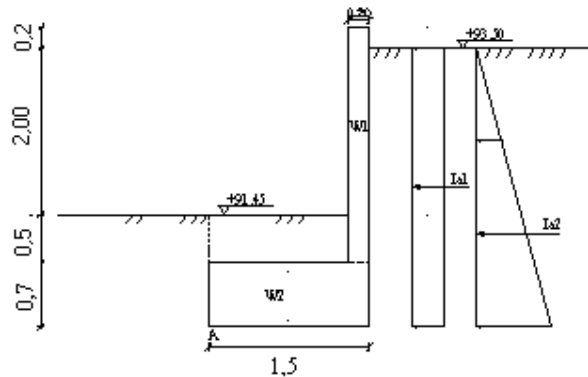
$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - 0,15) \times 750 \times 0,15 = 97,88\text{KN}$$

$V_{rd} > V_{sd}$ OK! Não é necessário armadura de esforço transverso

9.1.4. Sapata do muro:

Sapata do muro em questão será igual, á do muro M2.

9.2. Muro de Suporte M2:



$$E_1 = K_a \times \gamma \times h = 0,333 \times 19 \times 3,4 = 21,51$$

$$E_2 = K_a \times SC = 0,333 \times 5 = 1,65$$

$$N_{sap} = \frac{296,7}{1,5} = 197,8\text{KN} \text{ (menor)}$$

$$M_{sap} = \frac{65,29}{1,5} = 43,53\text{KN} / \text{m} \text{ (maior)}$$

$$V_{sap} = \frac{172,98}{1,5} = 115,32\text{KN} \text{ (maior)}$$

$$d = [(tg 45 \times 3,4) \times 2 + 0,3] = 7,1\text{m}$$

9.2.1. Verificação ao Deslize:

Forças Instabilizantes:

$$I_1 = \frac{3,4 \times 21,51}{2} = 36,57 \text{ KN / m}$$

$$I_2 = 1,65 \times 3,4 = 5,61 \text{ KN / m}$$

$$V_{sap} = 115,32 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_{inst} = 36,57 + 5,61 + 115,32 = 157,5 \text{ KN / m}$$

Forças Estabilizantes:

Forças Verticais:

$$N_{\text{degradado}} = \frac{197,8}{7,1} = 27,86 \text{ KN}$$

$$W_1 = 0,2 \times (3,4 - 0,7) \times 25 = 13,5 \text{ KN / m}$$

$$W_2 = 1,5 \times 0,7 \times 25 = 26,25 \text{ KN / m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_{est} &= (W_1 + W_2 + N_{sap}) \times \text{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) \\ &= (13,5 + 26,25 + 27,86) \times \text{tg}\left(\frac{2}{3} \times 30\right) \\ &= 24,61 \text{ KN / m} \end{aligned}$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{24,61}{157,5} = 0,156 < 1,5 \quad \text{não verifica}$$

9.2.2. Verificação ao Derrube:

Forças estabilizantes:

$$M_{w1a} = W_1 \times d_1 = 13,5 \times (1,5 - 0,1) = 18,9 \text{ KN / m}$$

$$M_{w2a} = W_2 \times d_2 = 26,25 \times \frac{1,5}{2} = 19,69 \text{ KN / m}$$

$$M_{N_{sap}} = 27,86 \times 1,4 = 39 \text{ KN / m}$$

$$\Sigma M_{est} = 18,9 + 19,69 + 39 = 77,59 \text{ KN / m}$$

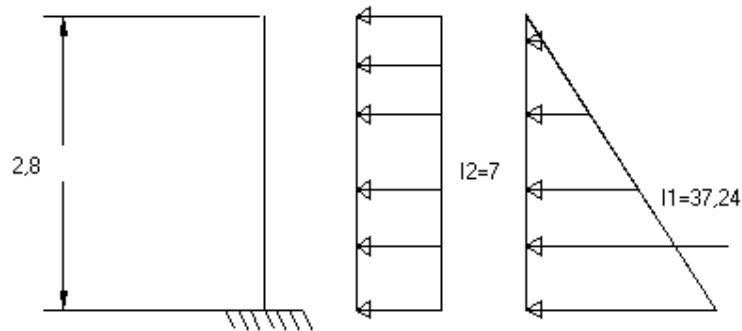
Forças instabilizantes:

$$\Sigma M_{inst,a} = \left(36,57 \times \frac{3,4}{3}\right) + \left(5,61 \times \frac{3,4}{2}\right) + 43,53 + 115,32 \times 0,7 = 175,158 \text{ KN / m}$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{77,59}{175,158} = 0,44 < 1,5 \quad \text{não verifica}$$

9.2.3. Dimensionamento do muro:



$$l = 2 + 0,5 + 0,2 + 0,15 \times 0,7 = 2,8 \text{ m}$$

$$E_1 = K_0 \times \gamma \times h = 0,5 \times 19 \times 2,8 = 26,6$$

$$E_2 = K_0 \times SC = 0,5 \times 5 = 2,5$$

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{6,1}{2,8} = 2,17 > 2 \Rightarrow \text{Armada numa direcção}$$

$$I_1 = \frac{2,8 \times 2 + 26,67}{2} = 37,24 \text{ KN / m}$$

$$I_2 = 2,5 \times 2,8 = 7 \text{ KN / m}$$

$$M = 37,2 \times \frac{2,8}{3} + 7 \times \frac{2,8}{2} = 44,52$$

$$V = 37,2 + 7 = 44,24$$

$$Msd = 44,52 \times 1,5 = 66,78 \text{ KNm / m}$$

$$V_{sd} = 44,24 \times 1,5 = 66,36 \text{ KN / m}$$

8.1.3.1. Calculo da armadura de flexão:

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,15 = 2129,25 \text{ KN / m}$$

$$Vd = 2129,25 \times 0,15 = 319,39$$

$$\mu = \frac{66,78}{319,39} = 0,209 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,237$$

$$A_s = \frac{0,237 \times 2129,25}{34,8} = 14,5 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,1$$

$$A_{s, \text{dist}} = 20\% \times 14,5 = 2,9 \text{ cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 12 // 0,2$$

$$A_{s, \text{min}} = \frac{0,15 \times 1 \times 0,15}{100} = 2,25 \text{ cm}^2$$

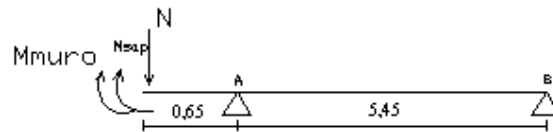
8.1.3.2. Verificação do esforço transverso

$$V_{sd} = (372 + 7) \times 1,5 = 66,36 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times b = 0,6 \times (1,6 - 0,15) \times 750 \times 0,15 \times 1 = 97,88 \text{ KN}$$

$V_{rd} > v_{sd}$ verifica, não necessita de armadura de esforço transverso

9.2.4. Dimensionamento da Viga de fundação (V1):



Adoptou-se uma viga de fundação com as dimensões de 0,4×0,8 e com um recobrimento de 7 cm.

Considerando a situação mais desfavorável, que é a do pórtico 2-2A

$$N = \frac{-576,7}{1,5} = 384,5 \text{KN}$$

$$M_{sap} = \frac{61,33}{1,5} = 40,89 \text{KNm}$$

$$M_{muro} = 44,52 \text{KNm}$$

$$N_{deg\ radado} = \frac{384,5}{7,1} = 54,15 \text{KN}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow 40,89 + 44,52 - 54,15 \times 6,1 + V_A \times 5,45 = 0$$

$$V_A = 44,94 \text{KN}$$

$$V_B = 54,15 - 44,94 = 9,21 \text{KN} / m$$

$$M_{cal} = 40,89 + 44,52 - 54,15 \times 0,65 = 50,21 \text{KNm}$$

$$M_{cal,maj} = 50,21 \times 1,5 = 75,32 \text{KNm} / m$$

9.2.4.1. Calculo da armadura de flexão:

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,4 \times 0,73 = 4144,94 \text{KN} / m$$

$$Vd = 4144,94 \times 0,73 = 3025,81 \text{KNm} / m$$

$$\mu = \frac{75,32}{3025,81} = 0,025$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,025$$

$$A_s = 2,19 \text{cm}^2 / m$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \times 0,4 \times 0,73}{100} = 4,38 \text{cm}^2 / m \Rightarrow 3\phi 16$$

9.2.4.2. Verificação ao esforço transverso:

$$\frac{A_{s,min}}{s} = \frac{0,15 \times b}{100} = \frac{0,15 \times 0,4}{100} = 6 \text{cm}^2$$

$$Vsd = 1,5 \times 44,94 = 67,41 \text{KN}$$

$$Vcd = \tau_1 bwd = 750 \times 0,4 \times 0,73 = 219 \text{KN}$$

$V_{cd} > V_{sd}$ está garantida segurança da treliça de Morsch, coloca-se a armadura mínima.

$$V_{rd_{max}} = \tau_2 \times bw \times d = 5 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,73 = 1460$$

$$V_{sd} \leq \frac{1}{6} \times \tau_2 \times bw \times d \Leftrightarrow 645,7 \leq 243,3 \quad \text{Verdadeiro}$$

$s \leq 0,9d$ com 30cm no máximo

$$s \leq 0,9 \times 0,73 = 0,657\text{m} \Rightarrow s_{\text{máx}} \leq 0,3\text{m}$$

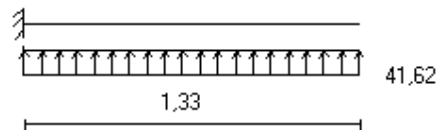
com $s = 0,2 \Rightarrow A_{sw} = 6 \times 0,2 = 1,2\text{cm}^2 \Rightarrow \text{est } \varnothing 10/0,2$ com 2 ramos

9.2.5. Dimensionamento da Sapata do muro:

$$l = 1,5 - 0,2 + 0,15 \times 0,2 = 1,33\text{m}$$

$$\frac{l_{\text{maior}}}{l_{\text{menor}}} = \frac{6,1}{1,33} = 4,58 > 2 \Rightarrow \text{armada numa direcção}$$

$$\tau = \frac{R_A + P.P._{\text{sapata}}}{A_{\text{sapata}}} = \frac{44,94 + 0,7 \times 25 \times 1}{1 \times 1,5} = 41,62 < \tau_{\text{adm}}$$



$$L = 1,5 - 0,2 + 0,15 \times 0,2 = 1,33 \text{ m}$$

$$\tau - PP_{\text{sap}} = 41,62 - 0,7 \times 1 \times 25 = 24,12 \text{ kN/m}^2$$

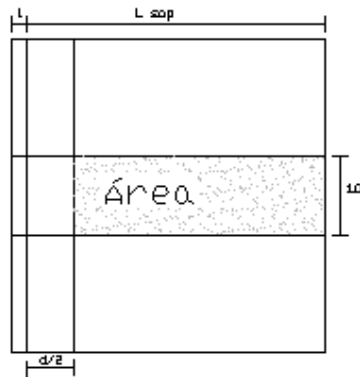
$$M = \frac{24,12 \times 1,33^2}{2} = 21,33 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 21,33 \times 1,5 = 32 \text{ kNm/m}$$

$$V = 24,12 \times 1,33 = 32,08 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 32,08 \times 1,5 = 48 \text{ kN/m}$$

9.2.5.1. Verificação do esforço transverso:



$$\text{Área} = 1,5 - 0,2 - \frac{0,63}{2} = 0,985m^2$$

$$1 \rightarrow l_{muro} = 0,2m$$

$$V_{sd} = \tau \times \text{area} \times 1,5 = 24,12 \times 0,985 \times 1,5 = 35,63$$

$$\begin{aligned} V_{rd} &= 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times b \\ &= 0,6 \times (1,6 - 0,63) \times 750 \times 0,63 \times 1 \\ &= 275 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$V_{rd} > V_{sd}$ verifica ao esforço transverso

9.2.5.2. Calculo da Armadura de Flexão:

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,63 = 8942,85 \text{ KN}$$

$$V_d = 8942,85 \times 0,63 = 5634 \text{ KN / m}$$

$$\mu = \frac{32}{5634} = 0,006$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,006$$

$$A_s = 1,55 \text{ cm}^2 / m$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0,18 \times 1 \times 0,63}{100} = 11,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi 20 // 0,2$$

9.2.6. Verificação do deslize do muro:

$$I_1 = 36,57 \text{ KN / m}$$

$$I_2 = 5,61 \text{ KN / m}$$

$$W_1 = 13,5 \text{ KN / m}$$

$$W_2 = 26,25 \text{ KN / m}$$

Pilar D₁

$$N_{muro} = \frac{296,5}{1,5} = 197,7 \text{ KN}$$

$$N_{muro,deg\ radado} = \frac{197,7}{7,1} = 27,86 \text{ KN}$$

$$V_{muro} = \frac{87,26}{1,5} = 58,17 \text{ KN}$$

$$N_{Pilaradj} = \frac{297,53}{1,5} = 198,35 \text{ KN}$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\sum F_{est}}{\sum F_{inst}} = \frac{[(13,5 \times 26,25) \times 6,1 + 27,86 + 198,35] \times \text{tg}\left(\frac{2}{3} \times 30\right)}{36,5 + 5,61 + 58,17} = \frac{170,59}{100,28} = 1,7 > 1,5$$

Pilar 2A

$$N = \frac{-576,7}{1,5} \times \frac{1}{7,1} = 54,15 \text{ KN}$$

$$V = \frac{168,25}{1,5} = 112,17 \text{ KN}$$

$$N_{pilaradj} = \frac{1555,81}{1,5} = 1037,21 \text{ KN}$$

$$\frac{\sum F_{est}}{\sum F_{inst}} = \frac{[(13,5 \times 26,25) \times 6,1 + 54,15 + 1037,21] \times \text{tg}\left(\frac{2}{3} \times 30\right)}{36,5 + 5,61 + 112,17} = \frac{485,4}{154,28} = 3,15 > 1,5$$

9.3. Muro de Suporte M3:

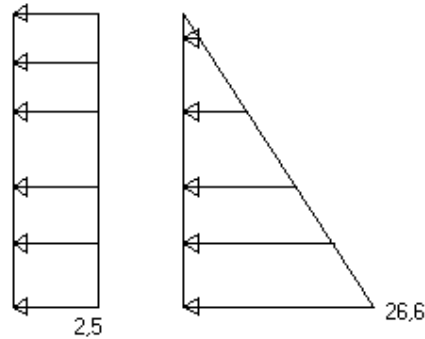
9.3.1. Vãos:

$$\begin{cases} l_x = 3,2m \\ l_y = 2,8m \end{cases}$$

9.3.2. Relação entre vãos:

$$\gamma = \frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{3,2}{2,8} = 1,14 \Rightarrow \text{laje armada em duas direcções}$$

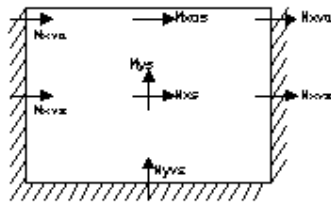
9.3.4. Cargas:



Admitindo que a carga é constante ao longo da laje:

$$qsd = (26,6 + 2,5) \times 1,5 = 43,65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

9.3.4. Modelo de cálculo:



Laje armada em duas direcções

$$M_{xs} = 0,0173 \times p \times a^2 = 0,0173 \times 43,65 \times 2,8^2 = 5,92 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{yvs} = -0,0865 \times p \times a^2 = -0,0865 \times 43,65 \times 2,8^2 = -29,6 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{ys} = 0,027 \times p \times b^2 = 0,027 \times 43,65 \times 3,2^2 = 12,07 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{xas} = 0,0426 \times p \times b^2 = 0,0426 \times 43,65 \times 3,2^2 = 19,04 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{xvs} = -0,0616 \times p \times b^2 = -0,0616 \times 43,65 \times 3,2^2 = -27,53 \text{ KNm} / \text{m}$$

$$M_{xva} = -0,085 \times p \times b^2 = -0,085 \times 43,65 \times 3,2^2 = -37,99 \text{ KNm} / \text{m}$$

9.3.5. Verificação ao esforço transverso:

$$Vsd_{max} = b \times l \times qsd = 1 \times 1,5 \times 43,65 = 65,48$$

$$Vrd = 0,6 \times (1,6 - 0,15) \times 750 \times 1 \times 0,15 = 97,99$$

$$Vrd > Vsd \quad \text{OK!}$$

9.3.6. Cálculo da Armadura de Flexão:

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,15 = 2129,25$$

$$Vd = 2129,25 \times 0,15 = 319,39$$

Mxs:

$$\mu = \frac{5,92}{319,39} = 0,0185$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,0187$$

$$As = 1,14 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow As_{\min}$$

Myvs:

$$\mu = \frac{29,6}{319,39} = 0,0926$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,097$$

$$As = 5,96 \text{ cm}^2 / m$$

Mys:

$$\mu = \frac{12,07}{319,39} = 0,034$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,039$$

$$As = 2,35 \text{ cm}^2 / m$$

Mxas:

$$\mu = \frac{19,04}{319,39} = 0,059$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,061$$

$$As = 3,76 \text{ cm}^2 / m$$

Mxvs:

$$\mu = \frac{27,53}{319,39} = 0,086$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,09$$

$$As = 5,52 \text{ cm}^2 / m$$

Mxva:

$$\mu = \frac{37,99}{319,39} = 0,119$$

$$\left(\frac{y}{D}\right) = 0,127$$

$$As = 7,77 \text{ cm}^2 / m$$

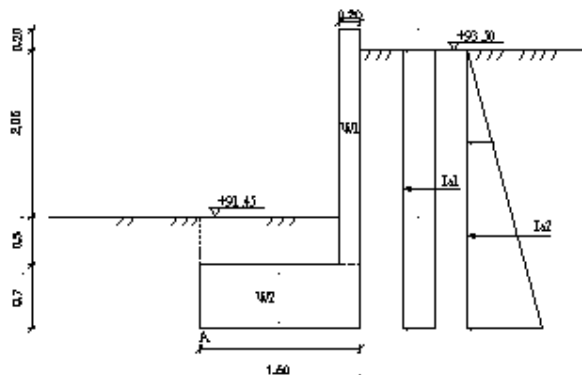
$$As_{min} = \frac{0,15 \times 0,15 \times 1}{100} = 2,25 \text{ cm}^2 / m \Rightarrow \phi 8 // 0,2$$

9.3.7. Dimensionamento da sapata:

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{3,2}{1,5} = 2,1 \Rightarrow \text{armada numa direcção}$$

Visto o momento de cálculo para a armadura da sapata deste muro ser inferior ao momento de cálculo sapata do muro M2 considerou-se que a sapata seria uniforme nestes dois muros.

9.4. Muro de Suporte M4:



$$E_1 = 19 \times 0,33 \times 3,25 = 20,38$$

$$E_2 = 5 \times 0,33 = 1,65$$

9.2.1. Verificação ao Deslize:

Forças instabilizantes:

$$I1 = \frac{0,333 \times 19 \times 3,25^2}{2} = 33,41 \text{ KN} / m$$

$$I_2 = 5 \times 0.333 \times 3.25 = 5.411 \text{KN} / m$$

$$\sum F_{inst} = 33.41 + 5.411 = 38.821 \text{KN} / m$$

Forças estabilizantes:

$$W_1 = 0,2 \times (3,45 - 0,7) \times 25 = 13,75 \text{KN} / m$$

$$W_2 = 1,5 \times 0,7 \times 25 = 26,25 \text{KN} / m$$

$$\sum F_v = 13,75 + 26,25 = 40 \text{KN} / m$$

$$\sum F_{est} = 40 \times \text{tg}\left(\frac{2}{3} \times 30\right) = 14,56 \text{KN} / m$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\sum F_{est}}{\sum F_{inst}} = \frac{14,56}{38,821} = 0,38 < 1,5 \quad \text{não verifica}$$

9.2.2. Verificação ao Derrube:

Forças estabilizantes:

$$M_{w1a} = W_1 \times d_1 = 13,75 \times (1,5 - 0,1) = 19,25 \text{KN} / m$$

$$M_{w2a} = W_2 \times d_2 = 26,25 \times \left(\frac{1,5}{2}\right) = 19,69 \text{KN} / m$$

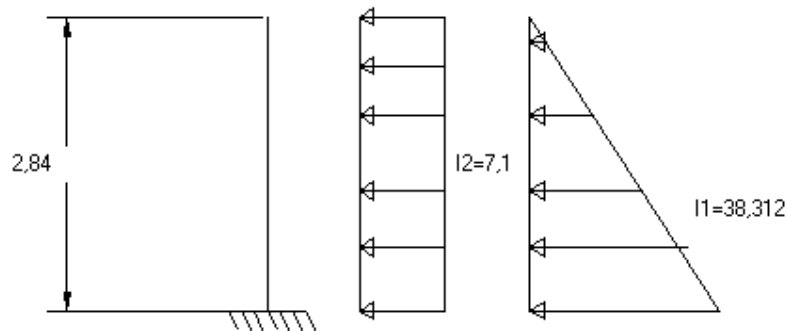
Forças instabilizantes:

$$\sum M_{inst,a} = \left(33,41 \times \frac{3,25}{3}\right) + \left(5,41 \times \frac{3,25}{2}\right) = 44,99 \text{KN} / m$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\sum F_{est}}{\sum F_{inst}} = \frac{19,25 + 19,69}{44,99} = \frac{38,94}{44,99} = 0,87 < 1,5 \quad \text{não verifica}$$

9.2.3. Dimensionamento do Muro:



$$\frac{6.1}{2.84} = 2.15 \gg \text{Laje armada numa direcção}$$

$$d=0,15\text{m}$$

$$l = 2,25 + 0,5 + 0,15 \times 0,7 = 2,84\text{m}$$

$$E_1 = K_0 \times \gamma \times h = 0,5 \times 19 \times 2,84 = 26,98$$

$$E_2 = K_0 \times SC = 0,5 \times 5 = 2,5$$

$$I_1 = \frac{26,98 \times 2,84}{2} = 38,312 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$I_2 = 2,5 \times 2,84 = 7,1 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$M = 38,312 \times \frac{1}{3} \times 2,84 + 7,1 \times \frac{2,84}{2} = 46,35 \text{KN} / \text{m}$$

$$Msd = 1,5 \times 46,35 = 69,53 \text{KNm} / \text{m}$$

9.2.3.1. Calculo da Armadura de Flexão

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,15 = 2129,25 \text{KN} / \text{m}$$

$$Vd = 2129,25 \times 0,15 = 319,39$$

$$\mu = \frac{69,53}{319,39} = 0,22 < 0,31$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,25$$

$$A_s = \frac{0,25 \times 2129,25}{34,8} = 15,3 \text{cm}^2 / \text{m} \Rightarrow \phi 16 // 0,1$$

$$A_{s,dis} = 20\% \times 15,3 \Rightarrow \phi 12 // 20$$

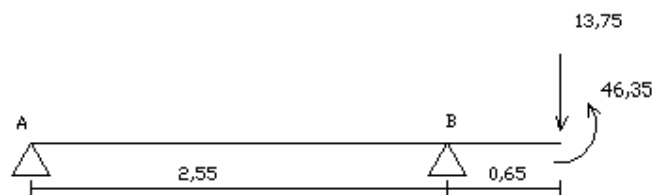
9.2.5.2. Esforço transverso:

$$V_{sd} = 38,312 + 7,1 = 45,412 \times 1,5 = 68,12 \text{ KN/m}$$

$$V_{rd} = 0,6 \times (1,6 - 0,15) \times 750 \times 0,15 \times 1 = 97,88 > 68,12 \text{ verifica}$$

9.2.4. Dimensionamento da Viga de fundação:

Adoptou-se uma viga de fundação com as dimensões de $0,4 \times 0,8$ e com um recobrimento de 7 cm.



$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -2,55V_B + 46,35 - 13,75 \times (2,55 + 0,65) = 0$$

$$V_B = 0,92 \text{ KN}$$

$$V_A = 13,75 - 0,92 = 12,83 \text{ KN/m}$$

$$M = 46,35 - 13,75 \times 0,65 = 39,48 \text{ KNm}$$

$$M = 39,48 \times 1,5 = 59,22 \text{ KNm/m}$$

9.2.4.1. Cálculo da Armadura de Flexão

$$V = 0,85 \times 16700 \times 0,4 \times 0,73 = 4144,94 \text{ KN/m}$$

$$Vd = 4144,94 \times 0,73 = 3025,81 \text{ KNm/m}$$

$$\mu = \frac{59,22}{3025,81} = 0,02$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,02$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \times 0,4 \times 0,73}{100} = 4,38 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s,adop} = A_{s,min} = 4\phi 12$$

9.2.4.2. Verificação ao esforço transversal:

$$Vrd_{max} = 5 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,73 = 1460 > Vsd \quad \text{ok!}$$

$$Vcd = 750 \times 0,4 \times 0,73 = 219 \text{KN} / m$$

$Vcd > Vsd \rightarrow$ garante a menor treliça de Morsch com

$$\left(\frac{Asw}{s} \right)_{min} \geq \frac{0,1 \times 0,4}{100} \times 10^4 = 4 \text{cm}^2 / m$$

Afastamento:

$$\frac{1}{6} \times 5 \times 10^3 \times 0,4 \times 0,73 = 243,33$$

$$Vsd < 243,33$$

$s \leq 0,9d$, com máximo de 30cm

$$\begin{cases} 0,9 \times 0,63 \\ 0,3 \end{cases} \begin{cases} 0,657 \\ 0,3 \end{cases} \Rightarrow s \leq 0,3$$

Adoptou-se $s = 0,2\text{m}$

$$\frac{Asw}{s} = 4 \text{cm}^2 / m \quad Asw \geq 0,2 \times 4 = 0,8 \text{m}^2$$

$$\frac{Asw}{s} \geq 0,8 \Rightarrow 2\varnothing 8$$

Estribos $\varnothing 8 // 0,2$ com 2 ramos

9.2.5. Verificação ao deslizamento do Muro e da Viga

Forças Instabilizantes:

$$I_1 = \frac{19 \times 3,25^2 \times 0,333}{2} = 33,41 \text{KN} / m$$

$$I_2 = 5 \times 0,333 \times 3,25 = 5,41 \text{KN} / m$$

$$\Sigma F_{inst} = 33,41 + 5,41 = 38,82 \text{KN} / m$$

$$\Sigma F_{inst} = 38,82 \times l_{muro} = 38,82 \times 6,1 = 236,802 \text{KN}$$

Forças Estabilizantes:

Forças Verticais:

$$W_1 = 0,2 \times (3,25 + 0,2 - 0,7) \times 25 = 13,75 \text{ KN / m}$$

$$W_2 = 1,5 \times 0,7 \times 25 = 26,25 \text{ KN / m}$$

$$\Sigma F_v = 40 \text{ KN / m}$$

Forças de atrito:

$$\begin{aligned} \Sigma F_{est} &= \Sigma (F_v) \times \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) \times l_{\text{inf. muro}} + N_{\text{pilaradj}} \times \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3}\phi\right) \\ &= 40 \times 0,364 \times 6,1 + 382,03 \times 0,364 = 227,87 \text{ KN} \end{aligned}$$

Verificação da segurança:

$$\frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{227,87}{236,802} = 0,96 < 1,5$$

não verifica, opta-se por pôr lintel de fundação ligado a outro pilar.

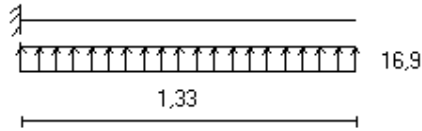
$$\Sigma F_{est} = 227,87 + 1036,76 \times 0,364 = 605,25 \text{ KN}$$

$$\frac{\Sigma F_{est}}{\Sigma F_{inst}} = \frac{605,25}{236,802} = 2,56 > 1,5 \quad \text{OK!}$$

Dado que se verificou a segurança ao deslize efectuando uma ligação aos pilares P_{D3} e P_{C3} opta-se por colocar a viga de fundação calculada para o muro M₃.

9.2.6. Dimensionamento da Sapata do Muro:

$$\tau = \frac{R_B + P.P_{\text{sapata}}}{A_{\text{sapata}}} = \frac{-0,92 + 26,25}{1,5} = 16,9 < \tau_{adm}$$



$$l = 1,3 + 0,15 \times 0,2 = 1,33m$$

$$M = \frac{16,9 \times 1,33^2}{2} = 14,95 KNm$$

$$Msd = 14,95 \times 1,5 = 22,42 KNm / m$$

$$V = 16,9 \times 1,33 = 22,5 KN$$

$$Vsd = 16,9 \times 1,5 = 33,72 KN / m$$

9.2.5.1. Esforço Transverso:

$$Vrd = 0,6 \times (1,6 - d) \times \tau_1 \times d \times b = 0,6 \times (1,6 - 0,63) \times 750 \times 0,63 \times 1 = 274,995 KNm / m$$

$$Vrd > Vsd$$

9.2.5.1. Calculo da Armadura de Flexão:

$$\frac{6,1}{1,5} = 4,0667 > 2 \quad \Rightarrow \text{Laje armada numa direcção}$$

$$M = 22,42 KNm$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,63 = 8942,85 KN$$

$$Vd = 8942,85 \times 0,53 = 5634 KN / m$$

$$\mu = \frac{22,42}{5634} = 0,004$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,004$$

$$As = 1,03 cm^2 / m$$

$$As_{min} = \frac{0,18 \times 0,63}{100} \times 10^4 = 11,34 cm^2 / m \Rightarrow As_{adopt} = \phi 20 // 0,2$$

9.2.7. Dimensionamento da Sapata c/ Escadas:

$$l = 0,2 + 1,3 + 0,15 \times 0,2 = 1,53m$$

$$\frac{l_{maior}}{l_{menor}} = \frac{1,6}{0,8} = 2 \Rightarrow \text{laje armada numa direcção}$$

Considerando que a escada começa no 1º degrau, o vão iria ser menor dado iria surgir uma reacção menor, mas simplificando utilizam-se R_1 calculado com o modelo inicial das escadas.

$$R_1 = 27,84KN$$

$$\tau = \frac{26,25 + 27,84 - 0,92}{1,6} = 33,23KN / m^2$$

$$M = \frac{33,23 \times 1,53^2}{2} = 38,9KNm$$

$$Msd = 1,5 \times 38,9 = 58,34KNm / m$$

$$V = 33,23 \times 1,53 = 50,84KN$$

$$Vsd = 50,84 \times 1,5 = 76,26KN / m$$

9.2.7.1. Verificação esforço transverso (norma espanhola):

$$d = 0,63m$$

$$Vrd = 2 \times 1 \times 0,63 \times 652 = 821,52 > Vsd$$

$$V = 0,85 \times 16700 \times 1 \times 0,63 = 8942,85KN$$

$$Vd = 8942,65 \times 0,63 = 5633,99KN / m$$

$$\mu = \frac{58,34}{5633,99} = 0,0104$$

$$\left(\frac{y}{D} \right) = 0,0105$$

$$As = \frac{0,0105 \times 8942,85}{34,8} = 2,7cm^2 / m$$

$$As_{,min} = \frac{0,18 \times 0,63}{100} = 11,34cm^2 / m$$

$$As_{,adopt} = 11,34cm^2 / m \Rightarrow \phi 20 // 0,2$$

Medições:

Laje Aligeirada:

$$\text{Área} = 247m^2 \Rightarrow \text{CAD}$$

Aço:

$$\begin{aligned} &= 2 \times \phi 20 + 5 \times \phi 12 \times 2 \\ &= 2 \times 2,466 + 5 \times 0,888 \times 2 \\ &= 13,81Kg / m \end{aligned}$$

Betão:

$$V_{\text{betão,molde}} = 0,164m^3 / m^2 \text{ (tabelado)}$$

$$V_{\text{molde}} \Rightarrow 0,9 \times 0,825 = 0,7425m^3$$

$$\begin{array}{r} 0,7425m^3 \text{ ---} \\ 1m^3 \text{ ----} \end{array} \begin{array}{r} \text{---} \\ \text{----} \end{array} \begin{array}{r} 0,164m^3 / m^2 \\ x \end{array} \quad x = 0,22m^3 / m^2$$

Laje Maciça:

$$\text{Área} = 89,6m^2 \Rightarrow \text{CAD}$$

Aço:

$$A_{s_{\text{sup}}} = A_{s_{\text{inf}}} = \#12 // 0,2 \Rightarrow 10\phi 12 = 10 \times 0,888 = 8,88$$

$$\text{Total} = 8,88 \times 2 = 17,76Kg / m^2$$

Betão:

$$\text{Volume} = 0,4 \times 1 \times 1 = 0,4m^3$$

Muro:

$$\text{Área} = 2,8 \times 6,1 \times 9 = 153,72m^2$$

Aço:

$$\begin{aligned} &= 5 \times \phi 10 \times 2 + 10 \times \phi 16 \times 2 \\ &= 5 \times 0,617 \times 2 + 10 \times 1,578 \times 2 \\ &= 37,73Kg / m \end{aligned}$$

Betão:

$$\text{Volume} = 0,2 \times 1 \times 1 = 0,2m^3$$

Escadas:

$$\text{Área} = 3,2 \times 6,1 = 19,52m^2$$

Aço:

$$\begin{aligned} &= 5 \times \phi 8 + 10 \times \phi 12 \\ &= 5 \times 0,395 + 10 \times 0,888 \\ &= 10,855Kg / m \end{aligned}$$

Betão:

$$\text{Volume} = 0,25 \times 1 \times 1 = 0,25m^3$$

Vigas de fundação:

$$\text{Área} = (8 \times 6,1 + 1 \times 3,2) \times 0,4 = 20,8m^2$$

Aço:

$$\begin{aligned} &= 4 \times \phi 8 + 3 \times \phi 12 + 3 \times \phi 16 + 5 \times \phi 10 \times 2 \\ &= 4 \times 0,395 + 3 \times 0,888 + 3 \times 1,578 + 5 \times 0,617 \times 2 \\ &= 15,14Kg / m \end{aligned}$$

Betão:

$$\text{Volume} = 0,8 \times 1 \times 1 = 0,8m^3$$

Sapata:

$$\text{Área} = 6 \times [2 \times 2] + 2 \times [2 \times 1] + 1,5[6,1 \times 6 + 3,2 - 3,15] + 1,5 \times 6,1 \times 3 = 110,43m^2$$

Aço:

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{inf}}} &= 10 \times \phi 12 // 0,1 \times 2 = 10 \times 0,888 \times 2 \\ &= 17,76Kg / m \end{aligned}$$

$$A_{s_{\text{sup}}} = A_{s_{\text{inf}}}$$

$$\text{Total} = 17,76 \times 2 = 35,52Kg / m^2$$

Sapata do Muro:

Aço:

$$\begin{aligned} &= 2 \times [5\phi 16 + 5\phi 8] \\ &= 2 \times [5 \times 1,578 + 5 \times 0,395] \\ &= 19,73 \text{ Kg / m} \end{aligned}$$

$$\text{Média} = \frac{19,73 + 17,76}{2} = 18,75 \text{ Kg / m}$$

Betão:

$$\text{Volume} = 0,6 \times 1 \times 1 = 0,6 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{Volume} = 0,7 \times 1 \times 1 = 0,7 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

$$\text{Média} = \frac{0,6 + 0,7}{2} = 0,65 \text{ m}^3 / \text{m}^2$$

Tabela de medições:

Elemento	Aço (Kg/m ²)	Betão (m ³ /m ²)	Área (m ²)	Aço Total (Kg)	Betão (m ³)
Laje Maciça	17,76	0,4	89,6	1591,3	35,84
Laje Aligeirada	13,81	0,22	24,7	341,12	54,34
Sapatas + sap. muro	19,76	0,65	110,43	2178,78	71,78
Muro de suporte	37,73	0,2	153,72	5800	30,74
Escadas	10,86	0,25	19,52	211,99	4,88
Viga de fundação	13	0,8	20,8	270,4	16,64

$\Sigma=10393,6$ $\Sigma=214,22$

Admitindo um acréscimo de 5 % para margem de segurança, chegamos á conclusão que seria necessário para execução da obra:

- A quantidade de 11 toneladas de aço
- A quantidade de 225 m² de betão

Bibliografia

- Farinha (J. S. Brazão) - *Tabelas Técnicas* – Edições Técnicas E.T.L., Lad. 2000
- *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado* – Porto Editora
- *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes e Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios* – Editora Rei dos Livros
- J. D'Arga e Lima – *Betão Armado, Esforços Normais e de Flexão* – LNEC, Lisboa,1999
- *Tabelas de Calculo* – Secção de Folhas I.S.T
- *Problemas, Betão Armado II* - Secção de Folhas I.S.T
- *Desenho Técnico* – Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 1997
 - Carvalheira, Eng.º J. Manuel - *Apontamentos da Aula* – ISEL, 2001