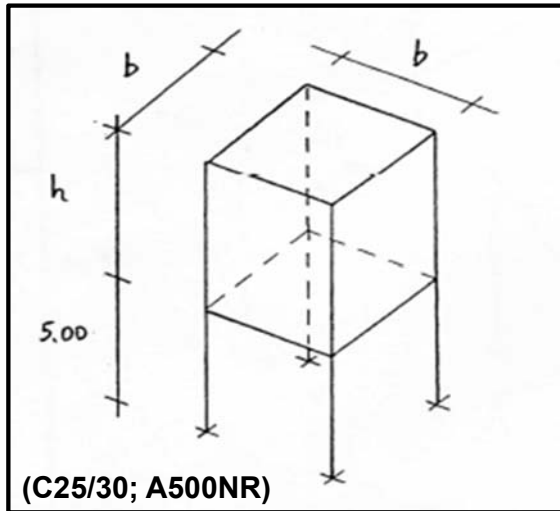


Pretende construir-se na zona de Portimão um reservatório de água com capacidade de 100 m^3 e elevado a uma altura de 5 m. O solo de fundação é uma areia medianamente compacta (solo tipo C).

Considere uma solução estrutural constituída por um reservatório paralelepípedo em betão armado, com uma laje de fundo quadrada e paredes laterais assentes em 4 pilares nos vértices da base.

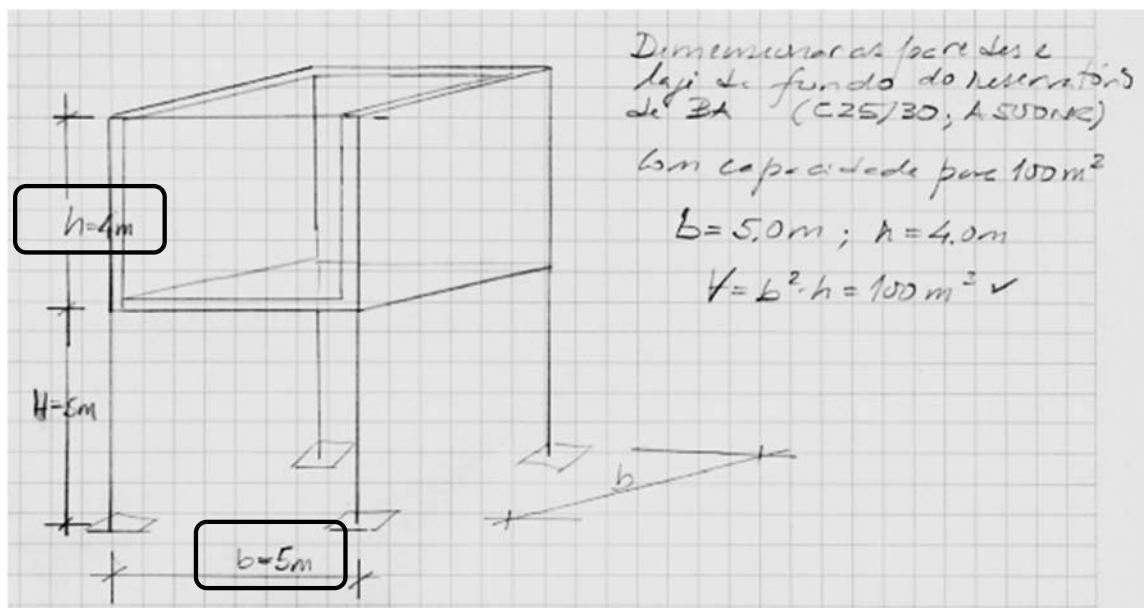


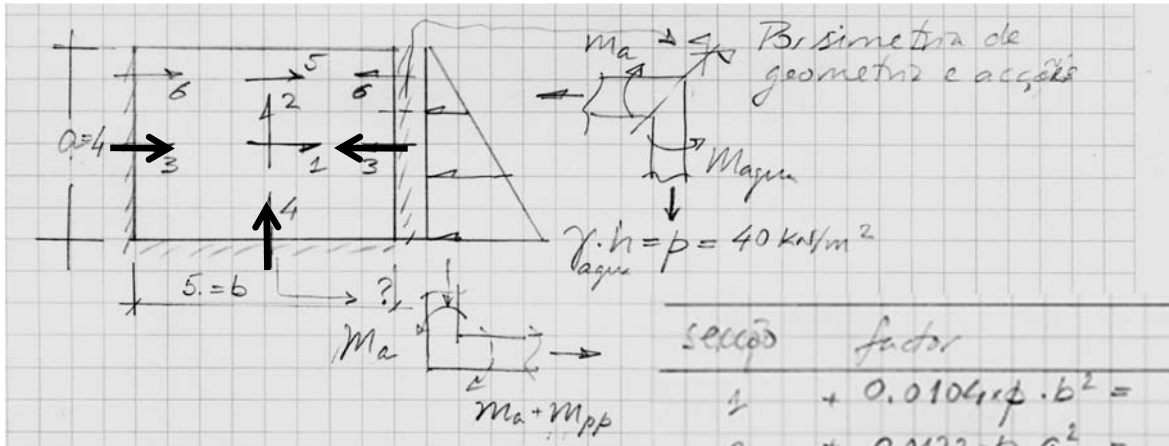
NOTA: Admita que as paredes laterais e a laje de fundo do reservatório têm a mesma espessura.

- 1) Considerando apenas a ação hidrostática, dimensione as paredes do reservatório.
- 2) Dimensione os pilares do reservatório. Para este efeito, considere não só as ações verticais como também uma estimativa da força horizontal equivalente à ação sísmica, e utilize um coeficiente de comportamento $q = 2.0$.

Dimensionamento das paredes

0] Dimensões gerais, modelo e esforços





seção	factor	M_i [kNm/m]
1	$+ 0,0104 \times p \cdot b^2 =$	+10,40
2	$+ 0,0122 \times p \cdot a^2 =$	+7,81
3	$- 0,0241 \times p \cdot b^2 =$	-24,10
4	$- 0,0453 \times p \cdot a^2 =$	-28,99
5	$+ 0,0099 \times p \cdot b^2 =$	+9,90
6	$- 0,0156 \times p \cdot b^2 =$	-15,60

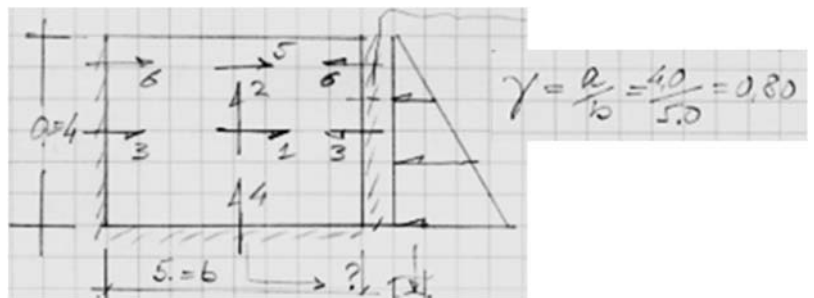
0] Dimensões gerais, modelo e esforços

Tabela 1.92

$\mu = 0,15$
 $\gamma = \frac{a}{b}$

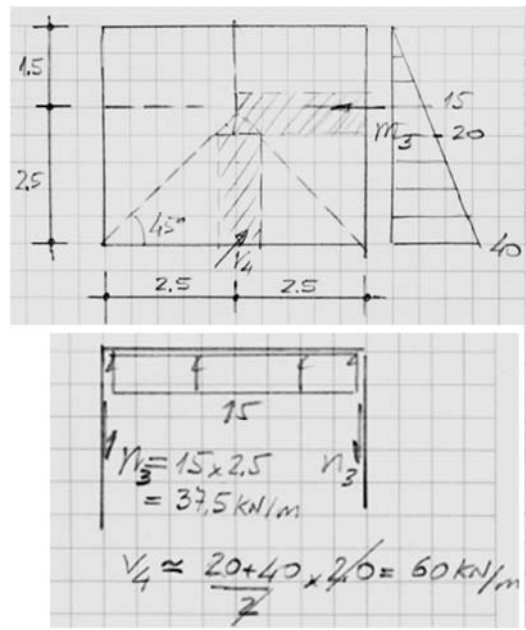
$M_{102} = M_{201} - \mu M_{202}$
 $M_{101} = M_{202} - \mu M_{201}$
 $M_{201} = \mu M_{202}$
 $M_{202} = -\mu M_{201}$

γ	w_1	w_2	M_{11}	M_{12}	M_{21}	M_{22}	M_{23}	M_{24}
0,3	0,1158	0,2461	-0,0089	-0,1369	0,0007	0,0024	-0,0048	-0,0083
0,4	0,0733	0,1374	0,0025	-0,1147	0,0021	0,0048	-0,0079	-0,0131
0,5	0,0469	0,0825	0,0080	-0,0916	0,0038	0,0068	-0,0117	-0,0158
0,6	0,0353	0,0516	0,0114	-0,0728	0,0059	0,0083	-0,0160	-0,0166
0,7	0,0264	0,0293	0,0122	-0,0565	0,0081	0,0092	-0,0202	-0,0164
0,8	0,0192	0,0169	0,0122	-0,0453	0,0104	0,0099	-0,0241	-0,0156
0,9	0,0132	0,0102						
1,0	0,0095	0,0062	m_2	m_4	m_1	m_5	m_3	m_6
1,2	0,0058	0,0026	factor de multiplicação					
1,5	0,0027	0,0008						
2,0	0,0009	0,0002						
F. m.	$\frac{a^4}{2b^3}$	$\frac{a^4}{2b^3}$	a^2	a^2	b^2	b^2	a^2	a^2



seção	factor	M_i [kNm/m]
1	$+ 0,0104 \times p \cdot b^2 =$	+10,40
2	$+ 0,0122 \times p \cdot a^2 =$	+7,81
3	$- 0,0241 \times p \cdot b^2 =$	-24,10
4	$- 0,0453 \times p \cdot a^2 =$	-28,99
5	$+ 0,0099 \times p \cdot b^2 =$	+9,90
6	$- 0,0156 \times p \cdot b^2 =$	-15,60

1] ELS de fissuração da parede - Pré-dimensionamento da espessura



$$f_{ctm} = \max \left\{ (1,6-t) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad [t] = \text{metros}$$

" 2,6 MPa para C25/30

$$\text{logo } (1,6-t) f_{ctm} \cdot \frac{t^2 \times l}{6} = M_{cr} \geq +29 \text{ kNm/m}$$

+ desprezando a contribuição de f_{ctm}

$$t \geq \sqrt{\frac{29 \times 6}{2500}} = 0,26 \text{ m}$$

Adoptando $t = 0,25 \text{ m}$

$$f'_{ctm} = (1,6 - 0,25) \times 2,6 = 3,51 \text{ MPa}$$

e na parede

$$\sigma_M + \sigma_N = \frac{24,10}{0,25^2/6} + \frac{37,5}{0,25} = 2,314 + 0,150 = 2,464 \text{ MPa}$$

2] Verificação do ELU de flexão e esforço transversal da parede

flexão $\rightarrow M_{Ed,14}^{max} = 1,35 \times 29 = 39,15 \text{ kNm/m}$

$d = 0,20 \text{ m}$
 $b = 1,0 \text{ m}$
 $f_{cd} = 16,6 \text{ MPa}$
 $f_{sy} = 435 \text{ MPa}$

$\mu = 0,058$
 $\frac{A_s}{s} = 4,81 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \boxed{\Delta 10 // 0,10}$
 (7,85 cm²/m)

esforço transversal $\rightarrow V_{Ed,14} = 1,35 \times 60 = 21 \text{ kN/m}$
 = 1 m (laje)

$V_{Rd,min} \geq \gamma_{min} \frac{b_w d}{s} = 100 \text{ kN/m} > V_{Ed,14}$ ✓

$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \approx 0,50 \text{ MPa}$
 $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 2$ (para $d = 200 \text{ mm}$)
 $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Sem necessidade de armadura de esforço transversal

3] Espessura, modelo e esforços na laje de fundo

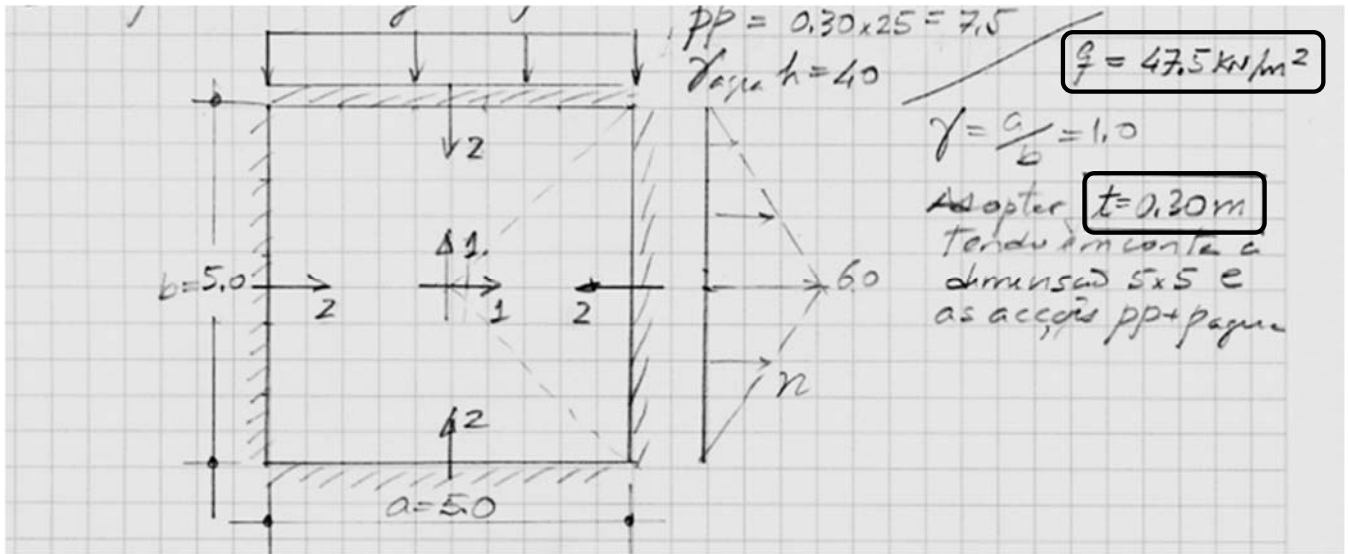


Tabla 1.12

$\mu = 0.15$

$\gamma = \frac{a}{b}$

$M_{x0x} = M_{x1x}$
 $M_{y0x} = M_{y1x}$
 $M_{x0y} = \mu M_{x1y}$
 $M_{y0y} = \mu M_{y1y}$

γ	w_x	M_{x1x}	M_{x2x}	M_{y1x}	M_{y2x}
0.50	0.0296	0.0405	0.0833	0.0024	0.0143
0.55	0.0286	0.0394	0.0817	0.0033	0.0172
0.60	0.0275	0.0378	0.0794	0.0046	0.0206
0.65	0.0261	0.0360	0.0767	0.0061	0.0247
0.70	0.0246	0.0339	0.0737	0.0079	0.0280
0.75	0.0231	0.0315	0.0704	0.0098	0.0320
0.80	0.0214	0.0293	0.0668	0.0103	0.0360
0.85	0.0196	0.0269	0.0631	0.0139	0.0400
0.90	0.0180	0.0247	0.0593	0.0160	0.0440
0.95	0.0164	0.0224	0.0554	0.0181	0.0480
1.00	0.0149	0.0202	0.0515	0.0202	0.0515

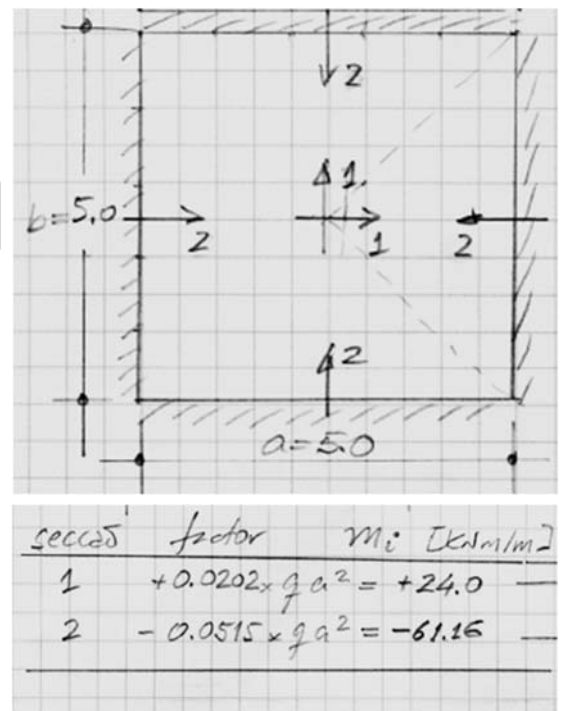
m_1 m_2 m_1 m_2

1.00	0.0149	0.0202	0.0515	0.0202	0.0515
------	--------	--------	--------	--------	--------

m_1 m_2 m_1 m_2

Factor de multiplicación

Factor de multiplicación	$\frac{qa^4}{EI^3}$	qa^2	qa^2	qa^2	qa^2
--------------------------	---------------------	--------	--------	--------	--------



4] ELS de fissuração da laje de fundo

seccao	factor	M_i [kNm/m]
1	$+0.0202 \times q a^2 = +24.0$	$M_{Ed}^+ = 24 + (61.16 - 49.0) = 36.2$
2	$-0.0515 \times q a^2 = -61.16$	$M_{Ed}^- = \max \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \times 61.16 \\ \frac{61.16 + 29.0}{2} \end{array} \right\} 49.0$

logo $(1.6-t) \cdot f_{ctm} \cdot \frac{t^2 \cdot 1}{6} = m_{cr} \geq 49.0$
 $c/t = 30cm$ $50.7 \geq 49.0 \text{ kNm/m} \checkmark$

→ Calculando a tensão máxima com o efeito de σ_{med} tem-se

$$\frac{30}{0.30} + \frac{49.0}{0.3^2 \times 1/6} = 3.37 \text{ MPa} \approx 1.3 \cdot f_{ctm} = 3.32 \text{ MPa}$$

5] Verificação do ELU de resistência à flexão e esforço transversal

→ ELU de flexão não é condizente

$$M_{Ed} = 1.35 \times 49.0 = 66.15 ; d = 0.25m$$

$$\mu = 0.06 \quad \left[\frac{A_s}{s} = 6.51 \text{ cm}^2/m \rightarrow \text{8 10} // 0.10 \right]$$

→ ELU de esforço transversal é importante

$$V_{Ed} \approx 2.25 \times 1.35 \times q = 144.3 \text{ kN/m} \quad \text{Necessária armadura de ref. Transverso!}$$

$$V_{Rd,min} = v_{min} \cdot d = 114 \text{ kN/m} < V_{Ed}$$

$$v_{min} = 0.035 K^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.456 \text{ MPa}$$

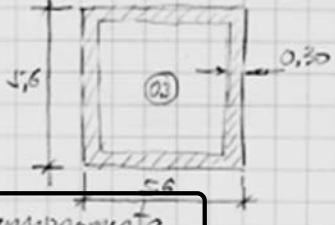
$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.894$$

-3-

CONCLUSÃO – Como parede e laje de fundo tem este momento então é melhor ter $t_{lajefundo} = t_{parede} = 0.30m$

1) Massas e Pré-dimensionamento da secção dos pilares

MASSAS:
 Espessura paredes e laje de fundo = 0,30 m $\Rightarrow V = (5,6^2 \times 4,3 - 100) = 34,85 \text{ m}^3$



$P_{Prism} = 871,2 \text{ kN}$
 $P_{Pilar} = 1000 \text{ kN}$

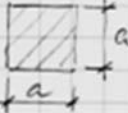
$\frac{3}{8} P_{Pilar} = 4 \times 0,45^2 \times 25 \times \frac{5}{2} = 50,6 \text{ kN}$
 $MASSA = \frac{1921,8}{g} \text{ kg}$

Pilares - Pré-dimensionamento

Critério 1: $\lambda < 35a/40$
 $\lambda = \frac{l_0}{i}$
 Critério de pré-dim. estabelecido em zonas sísmicas

$l_0 = H = 5 \text{ m}$
 $i \geq 5/40$
 pilares quadrados
 $i = \sqrt{\frac{a^4/12}{a^2}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$
 $a \geq 0,43 \text{ m} \rightarrow$ **Adoptar 0,45m**

Ver outra regra



Critério 2: Limitar o esmagamento, tal que:

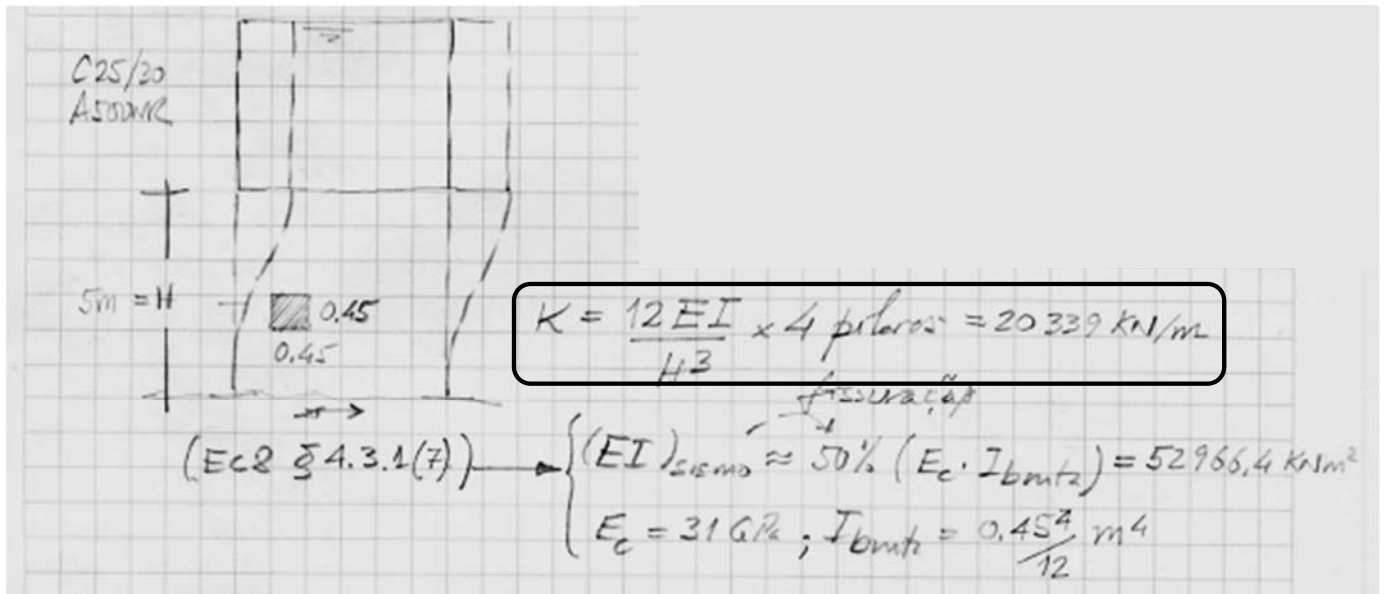
$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_{cfd}} \leq 0,60$ (em zonas sísmicas)

$N_{Ed} = 1,35 \times \left(\frac{1000}{4} + \frac{871,2}{4} + \frac{5 \times a^2 \times 25}{4} \right)$
 $= 631,5 + 168,75 a^2$

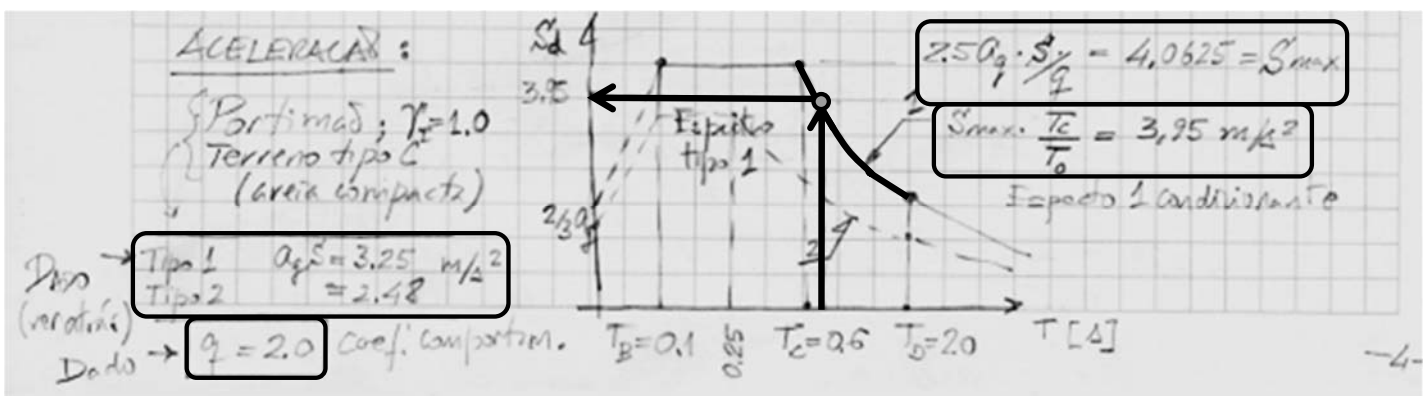
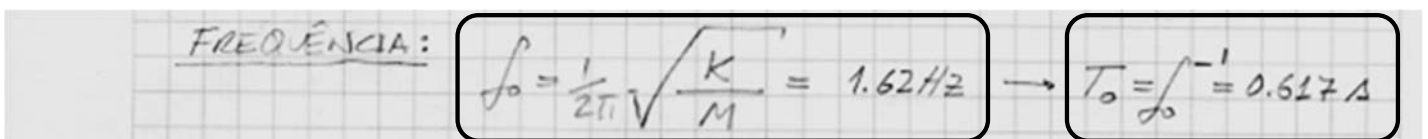
Ver
 $(631,5 + 168,75 a^2) \leq 0,60 \times a^2 \cdot \frac{20 \times 10^3}{1,5}$
 $a^2 \geq \frac{631,5}{7831,25} = 0,08 \rightarrow$ **$a \geq 0,284 \text{ m}$**

CONCLUSÃO – Não é uma boa regra de pré-dimensionamento para estruturas com pilares esbeltos e cargas verticais relativamente baixas

2] Rigidez da estrutura



3] Frequência e aceleração sísmica



Coefficiente de Solo: (S)

$$\left\{ \begin{array}{l} a_g \leq 1 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{max} \\ 1 < a_g < 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} (a_g - 1) \\ a_g \geq 4 \text{ m/s}^2 \rightarrow S = 1 \text{ m/s}^2 \end{array} \right\}$$

Caso presente Solotipo C $S_{max} = 1.60$

Aplzando

Partindo de $a_g = 2.50 \rightarrow S = 1.30$
 $a_g = 1.70 \rightarrow S = 1.46$

ou seja:

① $a_g S \rightarrow 3.25 \text{ m/s}^2$ — Condicionante
 ② $a_g S \rightarrow 2.48$

Acção sísmica Tipo 1		Acção sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	a_{gk} (m/s ²)	Zona Sísmica	a_{gk} (m/s ²)
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

4] Forças equivalentes e esforços sísmicos

$$F_E = \text{Massa} \cdot S_d = 193,5 \text{ kN}$$

$$M_E = F_E \cdot \frac{H}{2} = 483,6 \text{ kNm}$$

$$N_E = 1371,2 / 4 \text{ pilares} = 468 \text{ kN}$$

$$f_{ed} = \frac{25}{4,5} = 5,56 \text{ MPa}$$

$$f_{sup} = 435 \text{ MPa}$$

Formas de (secções do tipo):

Flexão composta

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} \approx 0,14$$

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{A_c h f_{cd}} = 0,32$$

$\nu = 0,14$

$\mu = 0,32$

$d' = 0,10 h = 4,5 \text{ cm}$

μ (Montoya pg 555)

5] ELU de resistência

$A_{sreq} = 4A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$
 $= 66.0 \text{ cm}^2$
 $A_s = 185 \text{ cm}^2 \text{ (4}\phi 25\text{/face)}$
TOTAL $16\phi 25 = 78.6 \text{ cm}^2/\text{m}^2$
 $\rho_L = \frac{78.6 \times 10^{-4}}{0.45^2} = 3.9\%$
 (e' mínima armadura II)

Esforço transversal
 $V_{Ed} = 193.5 \text{ kN} < V_{ed}$
 $V_{ed} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot z \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta \Rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq 6 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (8.7 cm}^2/\text{m)}$
 pilares $\theta = 25^\circ \rightarrow \cot \theta = 2.05$
 $z = 0.9d = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$
 $2R \phi 10/10 \text{ (15.7 cm}^2/\text{m)}$ ✓
 Capacity design $\frac{f_{yd}}{M_{red}} = \frac{435 \text{ MPa}}{\sqrt{500} \text{ kNm}} \rightarrow V_{Ed}' = \frac{2M_{red}}{5.0} = \frac{280}{5.0} = 200 \text{ kN}$

NOTA – Tendo em conta a sobre-resistência das armaduras de flexão

6] Melhoramentos nos modelos de análise e no dimensionamento da estrutura

- Considerar uma parte da massa da água como oscilante e aceleração muito mais baixa
- Passar a secção dos pilares a $0.50 \times 0.50 \text{ m}^2$ (para contribuir para reduzir a amplitude de flexão nos pilares)
- Fazer modelo EF para avaliar distribuição real de momentos flectores na ligação paredes/lapa de fundo