

ANEXO

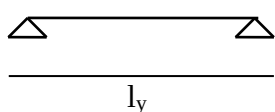
Estruturas e Fundações

Neste documento apresentam-se os cálculos que levaram ao dimensionamento estrutural do Reservatório da Senhorinha, bem como o Relatório do Estudo Geológico e Geotécnico fornecido pela AdRA.

1. Lajes

1.1. Laje L1.1

- Geometria e Ações



$$l_y = 2,20 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} g: \text{ pp} &= 0,15 \times 25 = 3,75 \\ \text{isolamento} &= 1,00 \\ &= 4,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q: \text{ sobrecarga} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = \frac{(g + q) \times l_y^2}{8} \times 1,5 = 5,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,36 \rightarrow A_s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\min} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.2. Lajes L2.1 e L2.2

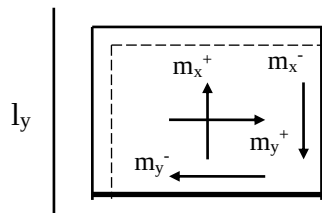
1.2.1. Ações Actuantes

$$\begin{aligned} g: \text{ pp} &= 0,20 \times 25 = 5,00 \\ \text{isolamento} + \text{revest.} &= 2,50 \\ &= 7,50 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q: \text{ sobrecarga} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

1.2.2. Laje L2.1

- Geometria



$$l_y = \frac{4,48 + 6,20}{2} = 5,34 \text{ m}$$

$$l_x = \frac{6,26 + 8,68}{2} = 7,47 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = 0,71$$

$$h = 0,20 \text{ m}$$

- Esforços

$$m_y^+ = 0,0444 \times (g + q) \times l_y^2 \times 1,5 = 16,14 \text{ kNm/m}$$

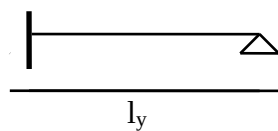
$$m_x^+ = 0,0242 \times (g + q) \times l_y^2 \times 1,5 = 8,80 \text{ kNm/m}$$

$$m_y^- = 0,1000 \times (g + q) \times l_y^2 \times 1,5 = 36,36 \text{ kNm/m}$$

$$m_x^- = 0,0798 \times (g + q) \times l_y^2 \times 1,5 = 29,01 \text{ kNm/m}$$

1.2.3. Laje L2.2

- Geometria



$$l_y = 3,64 \text{ m}$$

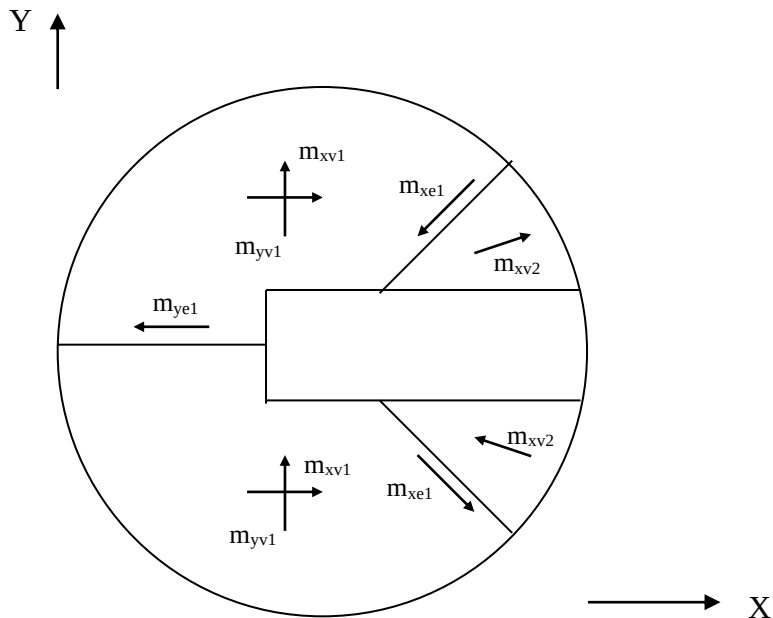
$$h = 0,20 \text{ m}$$

- Esforços

$$m_y^+ = \frac{(g + q) \times l_y^2}{14,2} \times 1,5 = 11,90 \text{ kNm/m}$$

$$m_y^- = \frac{(g + q) \times l_y^2}{8} \times 1,5 = 21,12 \text{ kNm/m}$$

1.2.4. Esforços Finais e Armaduras



- Momentos negativos

$$m_{ye1} = 36,36 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 1,26 \rightarrow A_s = 6,73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_{xe1} = \frac{29,01 + 21,12}{2} = 25,07 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,87 \rightarrow A_s = 4,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Momentos positivos

$$m_{yv1} = 16,14 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,56 \rightarrow A_s = 2,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

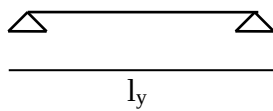
$$m_{xv1} = 8,80 + 0,14 \times (14,62 - 8,80) = 9,61 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,33 \rightarrow A_s = 1,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_{xv2} = 11,90 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,41 \rightarrow A_s = 2,07 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 2,55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.3. Laje L3.1

- Geometria e Ações



$$l_y = 2,20 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} g: \text{ pp} &= 0,15 \times 25 = 3,75 \\ \text{revestimento} &= \underline{1,50} \\ &5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

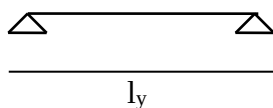
$$q: \text{ sobrecarga} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = \frac{(g + q) \times l_y^2}{8} \times 1,5 = 9,30 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,65 \rightarrow A_s = 2,34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.4. Laje L3.2

- Geometria e Ações



$$l_y = 2,20 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} g: \text{ pp} &= 0,15 \times 25 = 3,75 \\ \text{isolamento} &= \underline{1,00} \\ &4,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q: \text{ sobrecarga} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

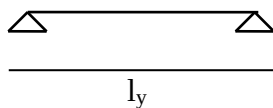
- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = \frac{(g + q) \times l_y^2}{8} \times 1,5 = 5,22 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,36 \rightarrow A_s = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{smin} = 1,80 \text{ cm}^2/\text{m}$$

1.5. Laje L4.1

- Geometria e Ações



$$l_y = 2,55 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} g: \text{ pp} &= 0,15 \times 25 = 3,75 \\ \text{revestimento} &= \underline{1,50} \\ &5,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q: \text{ sobrecarga} = 5,00 \text{ kN/m}^2$$

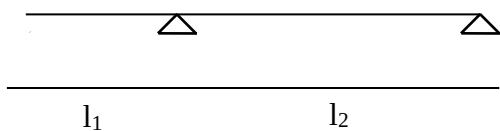
- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = \frac{(g + q) \times l_y^2}{8} \times 1,5 = 12,50 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,87 \rightarrow A_s = 3,19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

2. Vigas

2.1. Viga V1

- Geometria e Ações



$$l_1 = 3,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,00 \text{ m}$$

- Carga Permanente:

$$\begin{aligned} q_1: \text{ pp} &= 0,20 \times 1,27 \times 25 = 6,35 \\ R_{Laje} &= 1,00 \times 4,75 = \underline{4,75} \\ &11,10 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2: \text{ pp} &= 0,20 \times 0,75 \times 25 = 3,75 \\ R_{Laje} &= 1,00 \times 5,25 = \underline{5,25} \end{aligned}$$

$$9,00 \text{ kN/m}$$

$$q_3: pp = 0,20 \times 0,48 \times 25 = 2,40 \text{ kN/m}$$

$$q_4: R_{Laje} = 3,00 \times 7,50 = 22,50 \text{ kN/m}$$

$$q_5: R_{Laje} = 2,00 \times 7,50 = 15,00 \text{ kN/m}$$

- Sobrecarga:

$$q_1 = 1,00 \times 1,00 = 1,00 \text{ kN/m}$$

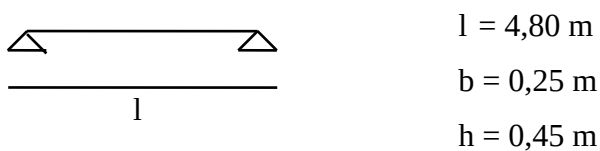
$$q_2 = 1,00 \times 5,00 = 5,00 \text{ kN/m}$$

$$q_4 = 3,00 \times 1,00 = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$q_5 = 2,00 \times 1,00 = 2,00 \text{ kN/m}$$

2.2. Viga V2

- Geometria e Ações



$$l = 4,80 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$h = 0,45 \text{ m}$$

- Carga Permanente:

$$q_1: pp = 0,25 \times 0,45 \times 25 = 2,81$$

$$\text{parede alven} = 1,4 \times 2,5 = 3,50$$

$$R_{Laje} = 1,15 \times 5,25 = \underline{6,04}$$

$$12,35 \text{ kN/m}$$

- Sobrecarga:

$$q_1 = 1,15 \times 5,00 = 5,75 \text{ kN/m}$$

* RESERVATÓRIO DE SENHORINHA *

VIGA V1

TRAMO 1										
DIST	Nsd	Msd	æ	As	Nsd	Msd	æ	As	Vsd	Asw/s
.00	.0	.0	.000	.00	.0	.0	.000	.00	.0	.00
.14	.0	.0	.000	.00	.0	-.5	.000	.02	-8.4	.00
.28	.0	.0	.000	.00	.0	-2.4	.002	.10	-16.4	.00
.42	.0	.0	.000	.00	.0	-5.1	.004	.20	-24.3	.00
.56	.0	.0	.000	.00	.0	-9.1	.007	.37	-32.0	.00
.70	.0	.0	.000	.00	.0	-14.1	.010	.57	-39.3	.00
.84	.0	.0	.000	.00	.0	-20.1	.015	.81	-46.7	.00
.98	.0	.0	.000	.00	.0	-27.1	.020	1.10	-53.6	.00
1.12	.0	.0	.000	.00	.0	-35.1	.025	1.44	-60.3	.00
1.26	.0	.0	.000	.00	.0	-43.9	.032	1.81	-67.0	.00
1.40	.0	.0	.000	.00	.0	-53.7	.039	2.23	-73.3	.00
TRAMO 2										
DIST	Nsd	Msd	æ	As	Nsd	Msd	æ	As	Vsd	Asw/s
.00	.0	.0	.000	.00	.0	-53.7	.009	1.06	-73.3	.00
.10	.0	.0	.000	.00	.0	-62.0	.011	1.22	-80.1	.00
.21	.0	.0	.000	.00	.0	-70.7	.012	1.40	-86.8	.00
.31	.0	.0	.000	.00	.0	-80.1	.014	1.59	-93.4	.00
.42	.0	.0	.000	.00	.0	-90.3	.016	1.79	-100.1	.00
.52	.0	.0	.000	.00	.0	-101.1	.018	2.01	-106.2	.00
.63	.0	.0	.000	.00	.0	-112.5	.020	2.24	-112.5	.00
.73	.0	.0	.000	.00	.0	-124.8	.022	2.49	-118.7	.00
.84	.0	.0	.000	.00	.0	-137.4	.024	2.75	-124.6	.00
.94	.0	.0	.000	.00	.0	-150.9	.026	3.03	-130.3	.00
1.05	.0	.0	.000	.00	.0	-164.8	.029	3.31	-136.4	.00
TRAMO 3										
DIST	Nsd	Msd	æ	As	Nsd	Msd	æ	As	Vsd	Asw/s
.00	.0	.0	.000	.00	.0	-164.8	.029	3.31	-136.4	.00
.10	.0	.0	.000	.00	.0	-179.4	.031	3.62	-141.4	.00
.21	.0	.0	.000	.00	.0	-194.6	.034	3.93	-146.7	.00
.31	.0	.0	.000	.00	.0	-210.1	.037	4.26	-151.6	.00
.42	.0	.0	.000	.00	.0	-226.3	.039	4.60	-156.6	.00
.52	.0	.0	.000	.00	.0	-243.0	.042	4.95	-161.4	.00
.63	.0	.0	.000	.00	.0	-260.4	.045	5.32	-166.1	.00
.73	.0	.0	.000	.00	.0	-277.9	.048	5.70	-170.6	.00
.84	.0	.0	.000	.00	.0	-296.1	.052	6.09	-174.9	.00
.94	.0	.0	.000	.00	.0	-314.7	.055	6.49	-179.3	.00
1.05	.0	.0	.000	.00	.0	-333.8	.058	6.90	-183.3	.00
TRAMO 4										
DIST	Nsd	Msd	æ	As	Nsd	Msd	æ	As	Vsd	Asw/s
.00	.0	.0	.000	.00	.0	-333.8	.058	6.90	150.4	.00
.09	.0	.0	.000	.00	.0	-320.4	.056	6.61	147.0	.00
.18	.0	.0	.000	.00	.0	-307.3	.053	6.33	143.5	.00
.27	.0	.0	.000	.00	.0	-294.5	.051	6.05	139.8	.00
.36	.0	.0	.000	.00	.0	-282.1	.049	5.79	136.2	.00
.45	.0	.0	.000	.00	.0	-270.0	.047	5.53	132.5	.00
.54	.0	.0	.000	.00	.0	-258.1	.045	5.27	128.6	.00
.63	.0	.0	.000	.00	.0	-246.9	.043	5.03	124.9	.00
.72	.0	.0	.000	.00	.0	-235.8	.041	4.80	121.1	.00
.81	.0	.0	.000	.00	.0	-225.0	.039	4.57	117.3	.00
.90	.0	.0	.000	.00	.0	-214.8	.037	4.36	113.3	.00
TRAMO 5										
DIST	Nsd	Msd	æ	As	Nsd	Msd	æ	As	Vsd	Asw/s
.00	.0	.0	.000	.00	.0	-214.8	.156	9.91	113.3	.87
.41	.0	.0	.000	.00	.0	-170.2	.123	7.63	103.5	.44
.82	.0	.0	.000	.00	.0	-129.9	.094	5.67	92.8	.00
1.23	.0	.0	.000	.00	.0	-94.2	.068	4.02	81.5	.00
1.64	.0	.0	.000	.00	.0	-63.3	.046	2.64	69.1	.00
2.05	.0	.0	.000	.00	.0	-37.7	.027	1.54	55.9	.00
2.46	.0	.0	.000	.00	.0	-17.5	.013	.71	41.8	.00
2.87	.0	.0	.000	.00	.0	-3.3	.002	.13	27.0	.00
3.28	.0	4.5	.003	.18	.0	.0	.000	.00	11.3	.00
3.69	.0	5.7	.004	.23	.0	.0	.000	.00	-5.4	.00
4.10	.0	.0	.000	.00	.0	.0	.000	.00	-22.9	.00

VIGA V2

$$P_{Ed} = 1.35 \times (2.81+3.50+6.04) + 1.5 \times 5.75 = 25.3 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = 25.3 \times 4.80^2 / 8 = 72.86 \text{ kNm}$$

$$A_s = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 25.3 \times 4.8 / 2 = 60.72 \text{ kN}$$

$$A_{sw/s} = 3.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

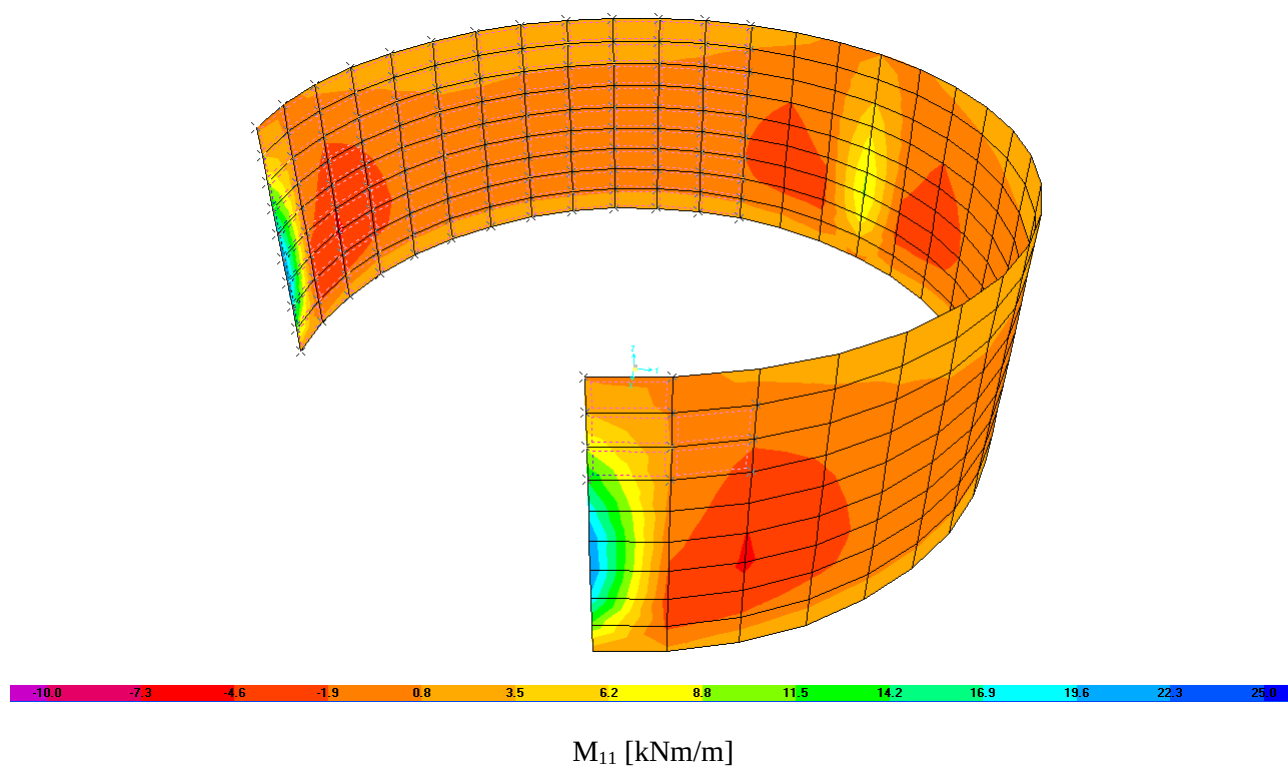
3. Paredes

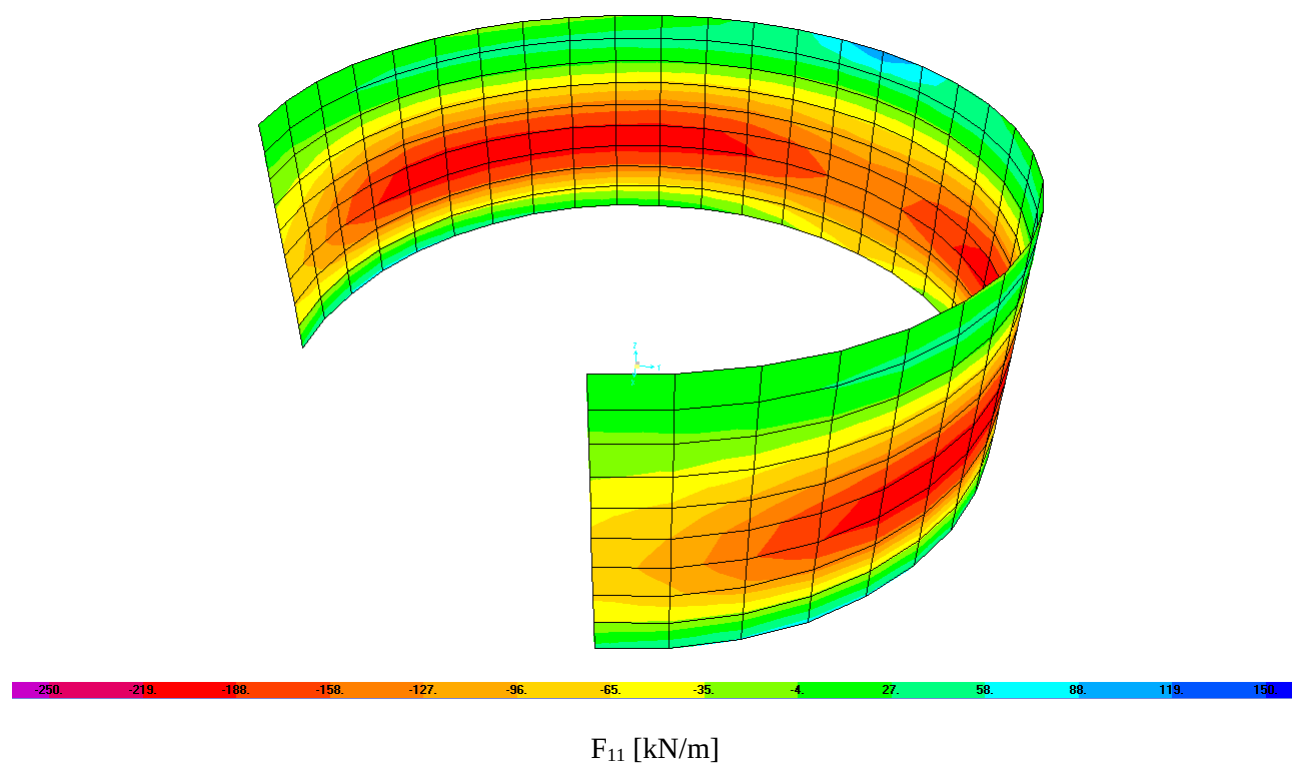
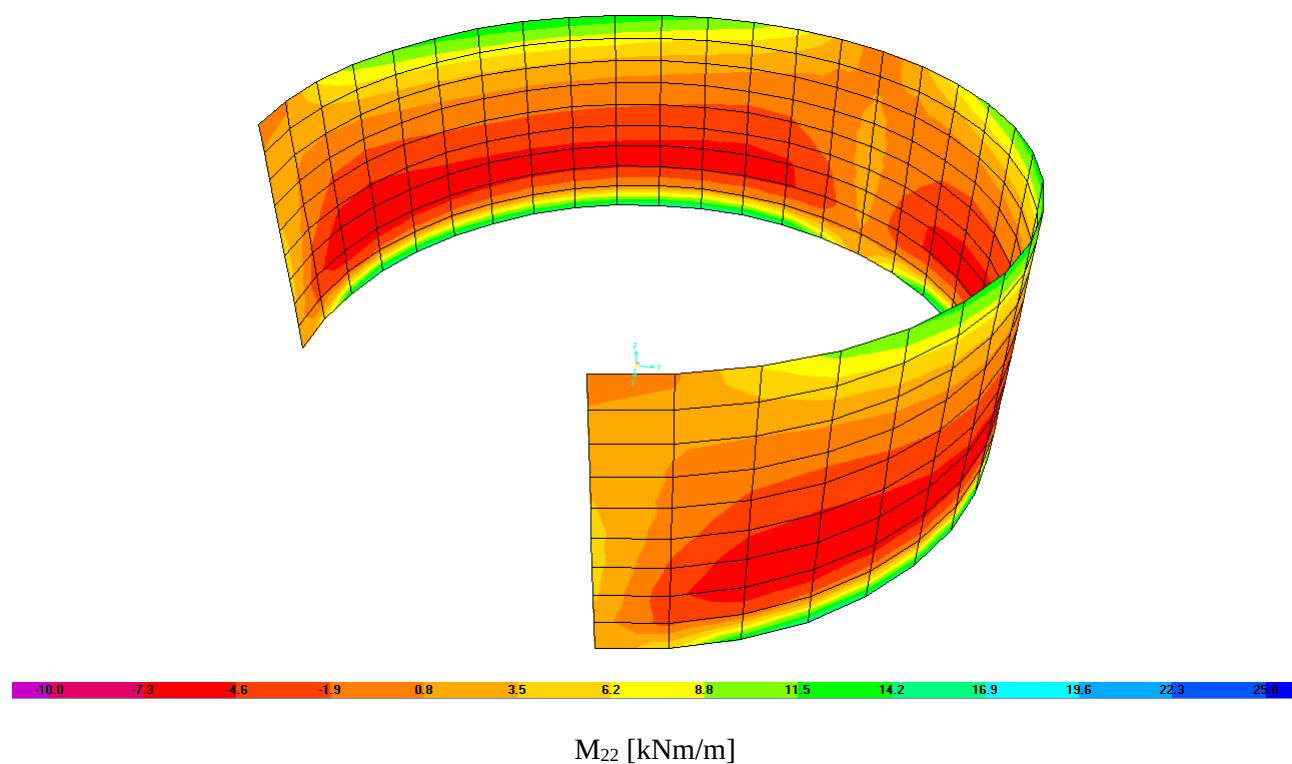
3.1. Parede Cilíndrica

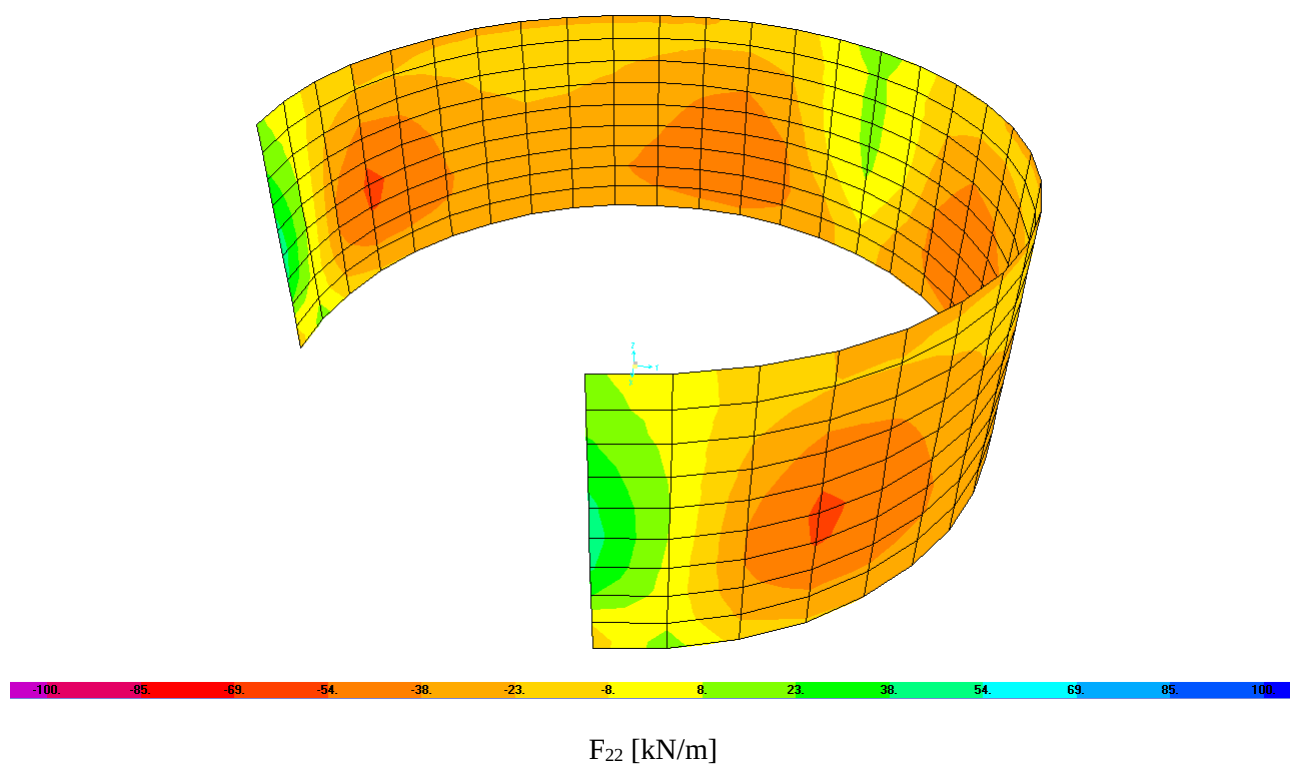
A parede cilíndrica fica sujeita não só ao impulso das terras envolventes como ao impulso hidrostático que ocorrerá quando o poço estiver completamente cheio.

Atendendo ao comportamento estrutural da parede foi analisado um modelo tridimensional para a determinação dos esforços.

Apresentam-se nas figuras seguintes os esforços para a combinação envolvente de Ações do modelo de cálculo considerado:







- Esforços e armaduras

Esforço de tração máximo:

$$F_{11} = 207,24 \text{ kN/m} \rightarrow A_s = 5,96 \rightarrow 2,98 \text{ cm}^2/\text{m}$$

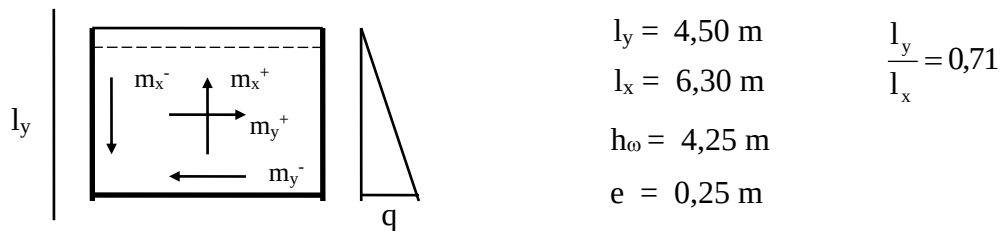
Momento flector máximo:

$$M_{11} = 21,87 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,85 \rightarrow A_s = 4,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$M_{22} = 16,90 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,66 \rightarrow A_s = 3,13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

3.2. Parede Pa1

- Geometria e Ações



$$q = \gamma_w \times h_w \times 1,5 = 63,75 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = 0,0196 \times q \times l_y^2 = 25,30 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,52 \rightarrow A_s = 3,43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_x^+ = 0,0121 \times q \times l_y^2 = 15,62 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,32 \rightarrow A_s = 2,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_y^- = 0,0504 \times q \times l_y^2 = 65,06 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 1,34 \rightarrow A_s = 9,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_x^- = 0,0348 \times q \times l_y^2 = 44,92 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,93 \rightarrow A_s = 6,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\min} = 3,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

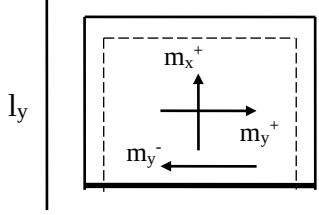
3.3. Parede Pa2

Face aos reduzidos esforços a que estará sujeita, a parede Pa2 é armada com uma malha quadrada constituída por $\phi 10//.20$, em ambas as faces, que constitui a armadura mínima regulamentar.

4. Lajes de Soleira

4.1. Soleira das Células

- Geometria e Ações



$$l_y = \frac{4,48 + 6,20}{2} = 5,34 \text{ m}$$

$$l_x = \frac{6,26 + 8,68}{2} = 7,47 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = 0,71$$

- Cargas Actuantes:

$$\text{Laje} - \pi \times 6,60^2 \times \frac{135}{360} \times (7,50 + 1,00) = 436,20$$

$$\text{Paredes} - \pi \times 6,20 \times \frac{135}{180} \times 4,125 \times 0,20 \times 25 = 301,30$$

$$\frac{1}{2} \times (2 \times 6,20 \times 4,25 \times 0,25 \times 25) = \underline{164,69}$$

$$902,19 \text{ kN}$$

$$q = \frac{902,19}{\pi \times 6,30^2 \times \frac{135}{360}} \times 1,5 = 28,94 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços e Armaduras

$$m_y^+ = 0,0444 \times q \times l_y^2 = 36,64 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,50 \rightarrow A_s = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

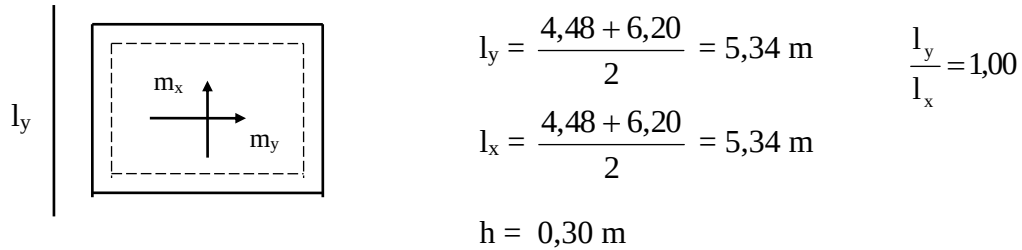
$$m_x^+ = 0,0242 \times q \times l_y^2 = 19,97 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,27 \rightarrow A_s = 2,17 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_y^- = 0,1000 \times q \times l_y^2 = 82,52 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 1,13 \rightarrow A_s = 9,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\min} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.2. Soleira da Câmara de Válvulas

- Geometria e Ações



$$l_y = \frac{4,48 + 6,20}{2} = 5,34 \text{ m}$$

$$l_x = \frac{4,48 + 6,20}{2} = 5,34 \text{ m}$$

$$h = 0,30 \text{ m}$$

$$\frac{l_y}{l_x} = 1,00$$

$$q = 28,94 \text{ kN/m}^2$$

- Esforços e Armaduras

$$m_y = 0,0420 \times q \times l_y^2 = 34,66 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,48 \rightarrow A_s = 3,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$m_x = 0,0420 \times q \times l_y^2 = 34,66 \text{ kNm/m} \rightarrow \mu = 0,48 \rightarrow A_s = 3,82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\min}} = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- VERIFICAÇÃO DO ELS DE ABERTURA DE FENDAS -
RESERVATÓRIO DE SENHORINHA

SECÇÃO	Pc (N)	Pc (My)	Pa1 (My)	Pa1 (Mx)	Pa1 (My')
b (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
h (m)	0.20	0.20	0.25	0.25	0.25
As1 (cm²)	5.24	5.24	12.78	7.85	5.24
d1 (m)	0.16	0.16	0.21	0.21	0.21
As2 (cm²)	5.24	5.24	5.24	3.93	5.24
d2 (m)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
β	1.0000	1.0000	0.4100	0.5006	1.0000
ρ_1	3.28E-03	3.28E-03	6.09E-03	3.74E-03	2.50E-03
ρ_2	3.28E-03	3.28E-03	2.50E-03	1.87E-03	2.50E-03
ESFORÇOS					
Ns (kN)	138.16	0.00	0.00	0.00	0.00
Ms (kNm)	0.00	14.58	43.37	29.95	16.87
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS NO ESTADO I					
k	0.6250	0.6250	0.6118	0.6041	0.5952
x (m)	0.1000	0.1000	0.1285	0.1269	0.1250
y (m)	-46321.7141	0.1000	0.1285	0.1269	0.1250
A (m²)	0.2157	0.2157	0.2770	0.2677	0.2657
I (m⁴)	0.0007	0.0007	0.0015	0.0014	0.0014
ESFORÇOS DE FENDILHAÇÃO					
Ncr (kN)	474.58	0.00	0.00	0.00	0.00
Mcr (kNm)	0.00	15.91	27.05	25.53	24.92
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS NO ESTADO II					
k _{FS}	0.2657	0.2657	0.3332	0.2763	0.2329
k _{FC}	-49737.5000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
x (m)	-7958.0000	0.0425	0.0700	0.0580	0.0489
A _{FC} (m²)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
I _{FS} (m⁴)	0.0001	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002
TENSOES					
σ_{c2} (kPa)	0	-4620	-6105	-5126	-3387
σ_{s1} (kPa)	131833	191528	183229	201406	167344
σ_{s2} (kPa)	131831	-4097	-39231	-23884	-9257
EXTENSOES					
ϵ_{c2}	0.00000	-0.00035	-0.00046	-0.00038	-0.00025
ϵ_{s1}	0.00066	0.00096	0.00092	0.00101	0.00084
ϵ_{s2}	0.00066	-0.00002	-0.00020	-0.00012	-0.00005
EXTENSAO MEDIA DAS ARMADURAS TRACCIONADAS					
ϵ_{s1}	0.00066	0.00096	0.00092	0.00101	0.00084
β_1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
β_2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
ϵ_{sm}	0.00026	0.00038	0.00056	0.00040	0.00033
DISTANCIA MÉDIA ENTRE FENDAS					
c (cm)	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
s (cm)	15.0	20.0	7.5	12.5	15.0
ϕ (mm)	10.0	10.0	11.1	10.0	10.0
ρ_r	0.0046	0.0061	0.0104	0.0068	0.0046
η_1	0.4000	0.4000	0.4000	0.4000	0.4000
η_2	0.2500	0.1587	0.1647	0.1751	0.1785
ϵ_1	0.00000	0.00128	0.00118	0.00127	0.00104
ϵ_2	0.00000	0.00035	0.00037	0.00051	0.00045
l1 (m)	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
l2 (m)	1.00	0.75	1.00	1.00	1.00
As (cm²)	5.24	5.24	12.78	7.85	5.24
Acr (cm²)	1150.00	862.50	1228.75	1150.00	1150.00
Srm (mm)	329.47	224.50	164.98	207.62	266.71
VALOR CARACTERISTICO DA LARGURA DE FENDAS					
Wk (mm)	0.148	0.146	0.157	0.142	0.152

fctm (kPa)	2200
Ec (kPa)	1.33E+07
Es (kPa)	2.00E+08
α	15.00

- VERIFICAÇÃO DO ELS DE ABERTURA DE FENDAS -
RESERVATÓRIO DE SENHORINHA

SECÇÃO	LS _R (My)	LS _R (Mx')	LS _{CM} (My')		
b (m)	1.00	1.00	1.00		
h (m)	0.30	0.30	0.30		
As1 (cm²)	11.31	5.24	5.24		
d1 (m)	0.26	0.26	0.26		
As2 (cm²)	11.31	5.24	5.24		
d2 (m)	0.04	0.04	0.04		
β	1.0000	1.0000	1.0000		
ρ1	4.35E-03	2.02E-03	2.02E-03		
ρ2	4.35E-03	2.02E-03	2.02E-03		
ESFORÇOS					
Ns (kN)	0.00	0.00	0.00		
Ms (kNm)	55.01	24.43	23.11		
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS NO ESTADO I					
k	0.5769	0.5769	0.5769		
x (m)	0.1500	0.1500	0.1500		
y (m)	0.1500	0.1500	0.1500		
A (m²)	0.3339	0.3157	0.3157		
I (m⁴)	0.0027	0.0024	0.0024		
ESFORÇOS DE FENDILHAÇÃO					
Ncr (kN)	0.00	0.00	0.00		
Mcr (kNm)	39.02	35.79	35.79		
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS NO ESTADO II					
k _{FS}	0.2789	0.2105	0.2105		
k _{FC}	0.0000	0.0000	0.0000		
x (m)	0.0725	0.0547	0.0547		
A _{FC} (m²)	0.0000	0.0000	0.0000		
I _{FS} (m⁴)	0.0007	0.0004	0.0004		
TENSÕES					
σ _{c2} (kPa)	-5381	-3450	-3264		
σ _{s1} (kPa)	208673	194101	183613		
σ _{s2} (kPa)	-36188	-13928	-13175		
EXTENSÕES					
ε _{c2}	-0.00040	-0.00026	-0.00024		
ε _{s1}	0.00104	0.00097	0.00092		
ε _{s2}	-0.00018	-0.00007	-0.00007		
EXTENSÃO MÉDIA DAS ARMADURAS TRACÇIONADAS					
ε _{s1}	0.00104	0.00097	0.00092		
β1	1.0	1.0	1.0		
β2	1.0	1.0	1.0		
ε _{sm}	0.00052	0.00039	0.00037		
DISTÂNCIA MÉDIA ENTRE FENDAS					
c (cm)	4.0	4.0	4.0		
s (cm)	10.0	15.0	15.0		
φ (mm)	12.0	10.0	10.0		
ρ _r	0.0087	0.0046	0.0046		
η1	0.4000	0.4000	0.4000		
η2	0.1786	0.1914	0.1914		
ε1	0.00127	0.00116	0.00110		
ε2	0.00054	0.00062	0.00058		
l1 (m)	0.13	0.12	0.12		
l2 (m)	1.00	1.00	1.00		
As (cm²)	11.31	5.24	5.24		
Acr (cm²)	1300.00	1150.00	1150.00		
Srm (mm)	198.52	278.02	278.02		
VALOR CARACTERÍSTICO DA LARGURA DE FENDAS					
Wk (mm)	0.175	0.183	0.174		

f _{ctm} (kPa)	2200	2200
E _c (kPa)	1.33E+07	1.33E+07
E _s (kPa)	2.00E+08	2.00E+08
α	15.00	15.00

ESTUDO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1º, S13
4520 – 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63
web page: www.geosonda.net
e-mail: geosonda@geosonda.net



ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO
ABASTECIMENTO DE ÁGUA À SENHORINHA (PAA-004)
SEVER DO VOUGA

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
2. BREVE ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO	2
3. SISMICIDADE	3
3.1. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade	3
3.2. Identificação dos tipos de terrenos	4
3.3. Tipos de acção sísmica / Zonas sísmicas	5
4. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA – SÍSMICA DE REFRACÇÃO	7
4.1. Parâmetros de colheita de dados	7
4.2. Processamento dos dados e interpretação	8
5. ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA SUPER PESADA (DPSH)	10
6. RESULTADOS	13

Anexos:

Anexo 1 – Localização dos ensaios DPSH e perfil sísmico de refracção

Anexo 2 – Boletim do perfil sísmico de refracção

Anexo 3 – Diagramas de penetração dos ensaios DPSH

1. INTRODUÇÃO

Por adjudicação da **ÁGUAS DA REGIÃO DE AVEIRO**, a GeoSonda – Sondagens Geotécnicas e Geofísicas Lda. procedeu ao estudo geológico – geotécnico para o projecto de Abastecimento de Água à Senhorinha (PAA-004) - Sever do Vouga, em Sever do Vouga.

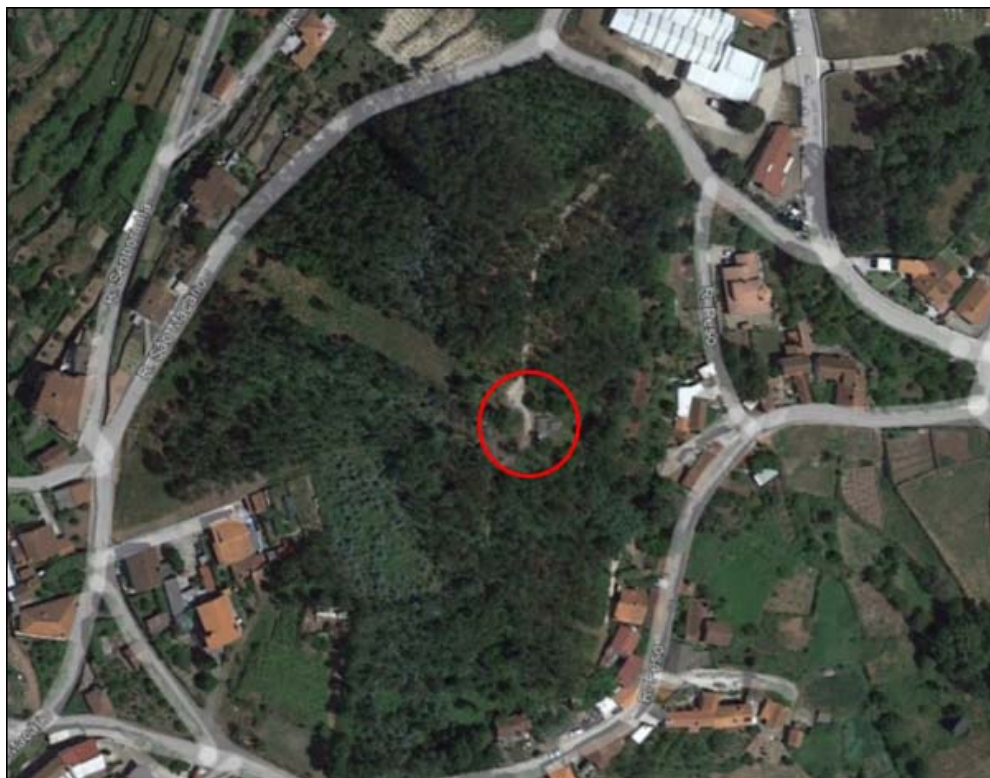


Figura 1 – Enquadramento do local em estudo (fonte: Google Earth).

O presente relatório sintetiza o conjunto de trabalhos realizados e as metodologias que regularam a sua execução.

2. BREVE ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

A área em estudo situa-se sobre os granitos variscos de duas micas (Sin-tectónicos relativamente a D_3), representado no local por granito de duas micas de grão médio a fino muito deformado (γ'). Estes granitos são concordantes com a deformação do encaixante metamórfico, onde dominam estruturas C/S dextros que retranspõem por completo a foliação original.

Estes maciços são caracterizados por apresentarem vários graus de meteorização, devido a factores biológicos, químicos ou físicos. Assim, existe uma elevada heterogeneidade, anisotropia e variabilidade lateral. A Figura 2 esquematiza os diferentes graus de alteração que podem ser encontrados em rochas ígneas intrusivas.

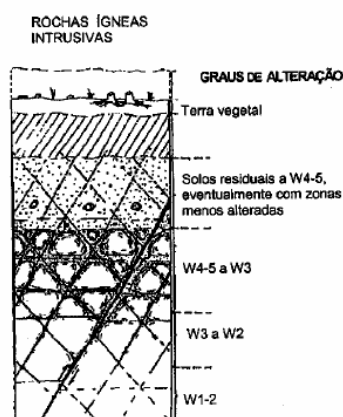


Figura 2 – Perfil tipo de meteorização de rochas ígneas intrusivas (Plasencia, 2003)

Os processos de meteorização formam estes perfis tipo, que se dividem em três zonas: uma superior constituída por solo residual, uma zona intermédia de rocha alterada a medianamente alterada e uma zona inferior correspondente a rocha pouco alterada a sã. No entanto, esta meteorização que dá lugar a uma gradação da qualidade da rocha de sã a decomposta, não impede o surgimento de locais de resistência e deformabilidade distintas da matriz global. Surgem por vezes bolas de granito muito comuns neste tipo de maciços, sendo controladas fundamentalmente pelas famílias de diaclases (Fig. 3).

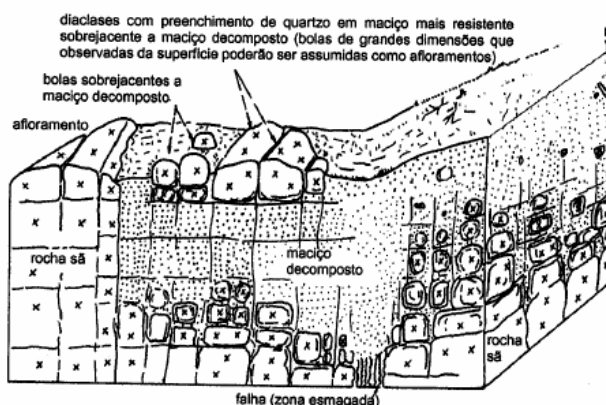


Figura 3 – Esquema típico de meteorização em formações graníticas (Plasencia, 2003)

3. SISMICIDADE

Os parâmetros a seguir apresentados encontram-se presentes na Parte 1 do Eurocódigo 8 (EC8), e disposições constantes no Anexo Nacional (NP EN1998-1) que faz parte integrante do referido documento, e aplicam-se ao projecto de edifícios e de outras obras de engenharia civil em zonas sísmicas. Trata-se de documentos que estabelecem regras para a quantificação da acção sísmica e regras gerais de projecto.

3.1. Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projectadas e construídas para que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um adequado grau de fiabilidade:

- **Requisito de não ocorrência de colapso:** a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir à acção sísmica de cálculo sem colapso local ou global, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A acção sísmica de cálculo é expressa em função: da acção sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência (P_{NRC}) em 50 anos ou a um período de retorno de referência (T_{NCR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{NRC} = 10\%$ e $T_{NCR} = 475$ anos) e do coeficiente de importância (γ_I) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.
- **Requisito de limitação de utilização:** a estrutura deve ser projectada e construída de forma a resistir a uma acção sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a da acção sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura. A acção sísmica a considerar no “requisito de limitação de danos” tem uma probabilidade de excedência (P_{DLR}) em 10 anos e um período de retorno (T_{DLR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{DLR} = 10\%$ e $T_{DLR} = 95$ anos).

Para satisfazer estes requisitos fundamentais, os seguintes estados limites devem ser verificados: **estados limites últimos e estados limites de utilização**. Os estados limites últimos são os associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam por em perigo a segurança das pessoas. Os estados limites de utilização são os associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

3.2. Identificação dos tipos de terrenos

Os terrenos dos tipos A, B, C, D e E, descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados no Quadro 1, poderão ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na acção sísmica. Encontra-se assinalado o perfil correspondente ao terreno em estudo.

Quadro 1 – Tipos de terreno

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 800 m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (IP>40) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefacção, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1			

Nota: o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

Para os locais cujas condições do terreno correspondam a um dos dois tipos de terreno especiais S₁ ou S₂ são necessários estudos especiais para a definição da acção sísmica. Para estes tipos, e em particular para o tipo S₂, deve considerar-se a possibilidade de rotura do terreno sob acção sísmica.

3.3. Tipos de acção sísmica / Zonas sísmicas

No dimensionamento das estruturas em Portugal continental devem ser considerados dois tipos de acção sísmica:

- **Acção sísmica tipo 1**
- **Acção sísmica tipo 2**

No arquipélago da Madeira apenas é necessário considerar a Acção sísmica Tipo 1. No arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a Acção sísmica Tipo 2.

Esta necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de acção sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afectar o país:

- um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Acção sísmica Tipo 1;
- um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território continental, ou no arquipélago dos Açores, e que corresponde à Acção sísmica Tipo 2.

Em conformidade com a EN 1998, o território nacional foi dividido pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local. Por definição, admite-se que a sismicidade em cada zona é constante. Para a maioria das aplicações da EN 1998-1, a sismicidade é descrita por um único parâmetro que corresponde ao valor de referência da aceleração máxima num terreno do tipo A (a_{gR}). Este valor de referência da aceleração poderá ser obtido nos mapas de zonamento a seguir apresentados (Fig. 4), considerando: sismo afastado, acção sísmica tipo 1; ou sismo próximo, acção sísmica tipo 2.

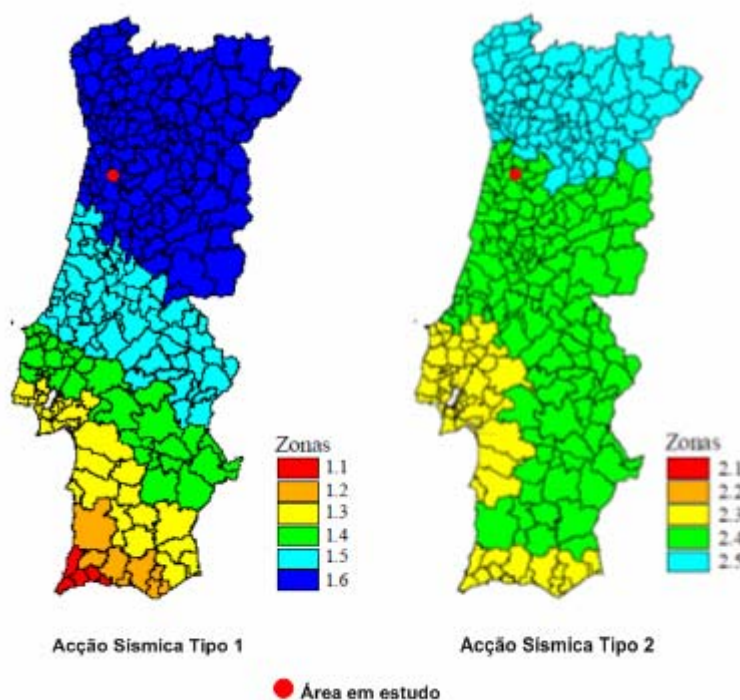


Figura 4 - Zonamento sísmico em Portugal continental

Em Portugal, os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de acção sísmica a considerar são os indicados no Quadro 2. Encontram-se assinalados os valores correspondentes ao local em estudo.

Quadro 2 – Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
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	-	-

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, definidos para cada zona sísmica pelas autoridades nacionais, corresponde ao período de retorno de referência (T_{NCR}) da acção sísmica para o requisito de “não ocorrência de colapso” (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos, P_{NRC}) escolhido pelas autoridades nacionais. A este período de retorno de referência é associado um coeficiente de importância (γ_I) igual a 1.0. Para períodos de retorno que não sejam o de referência, o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância γ_I ($a_g = a_{gR} \times \gamma_I$).

4. PROSPECÇÃO GEOFÍSICA – SÍSMICA DE REFRACÇÃO

Tendo como objectivo a obtenção de dados que permitissem um melhor conhecimento da alterabilidade do maciço rochoso, foi realizado um perfil de sísmica de refração, designado por PS1, com um comprimento de 24 metros, cuja localização é indicada no Anexo 1.

4.1. Parâmetros de colheita de dados

O sistema de aquisição utilizado foi um sismógrafo DoReMi da Sara Electronic Instruments (Fig. 5). A gravação está a cargo de um conversor A/D de 24 bits armazenando os dados em disco duro à taxa de amostragem que varia entre 0.02 a 16 milissegundos de janela total. O sistema possui “signal enhancement” ou seja a possibilidade de somar várias deflagrações de fonte para fortalecer os sinais recebidos. Esta característica é sempre empregue e é utilizada até um determinado número de deflagrações e só interrompida mediante a avaliação da qualidade de sinal atingida. O dispositivo de colheita consistiu em 12 geofones, de 14Hz. A fonte utilizada foi uma marreta de 4.5 kg aplicada verticalmente numa placa de aço (Fig. 5), impulsionada nas extremidades do perfil (td-tiro direto e ti-tiro inverso) e em 3 pontos equidistantes ao longo do perfil (tiros centrais).



Figura 5 – Equipamento utilizado na prospecção sísmica de refração.

4.2. Processamento dos dados e interpretação

Os dados de campo foram tratados com o auxílio do programa DoReMi, da SARA Electronic Instruments. Programa esse que possibilita identificar o tempo das primeiras chegadas de ondas P, em milissegundos, a cada um dos geofones.

Através do programa ZONDST2D obtemos, por inversão, o modelo de velocidade de propagação das ondas sísmicas P, resultantes da normalização de velocidades em escala cromática. As soluções são encontradas através de um, processo iterativo o qual visa modificar um modelo do subsolo, até ao ponto em que os tempos de propagação, que se obtém sobre este mesmo modelo, são iguais ou o mais próximo possível daqueles que foram interpretados nos registos de campo.

O programa ZONDST2D permite produzir ficheiro ASCII, que posteriormente foi exportado e interpolado pelo Surfer 12, da Golden Software, visando uma melhor apresentação de qualidade do mesmo.

Os dados de campo, tempo x distância, estão patentes no boletim de ensaio apresentado no Anexo2. A orientação do perfil está referida pelo tiro direto (Td) e tiro inverso (Ti), coincidentes com a origem e o fim do perfil. O modelo de velocidade de propagação das ondas sísmicas P apresenta-se na figura seguinte.

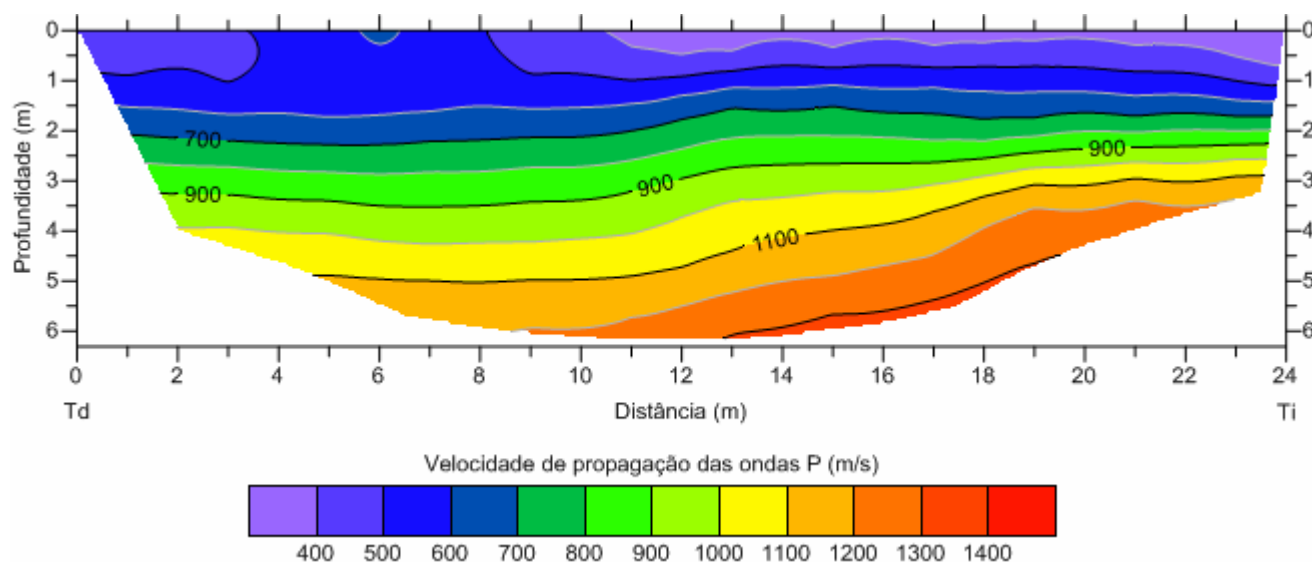


Figura 6 - Modelo de velocidade de propagação das ondas sísmicas P do perfil PS1.

Por forma a se concluir acerca da alterabilidade do maciço rochoso considera-se como referência o documento apresentado por Dinis da Gama e Reis e Sousa, no 9º Congresso Nacional de Geotecnia (Aveiro 2004), designado “*Caracterização Geotécnica Expedita do Granito do Porto para fins de Escavação de Túneis*”, o qual apresenta a correlação entre o grau de alterabilidade do maciço granítico do Porto e a velocidade de propagação das ondas P. Considera-se assim que a correlação referida será extensível à formação granítica presente na área de projeto.

Quadro 3 – Correlação entre alterabilidade do maciço granítico e velocidade de propagação das ondas P (adaptado Dinis da Gama et al., 2004)

Classe de rocha	I	II	III	IV	V
Velocidade sísmica (m/s)	>4200	4200-2700	2700-1300	1300-600	<600
Grau de alteração	São (W1)	Pouco alterado (W2)	Medianamente alterado (W3)	Muito alterado (W4)	Solo a maciço rochoso completamente alterado (W5)
Ripabilidade	Explosivo	Ext. difícil de repar	Muito difícil de repar	Difícil de repar	Facilmente ripável

Tendo como referência a correlação apresentada por Dinis *et al* (2004), constata-se o modelo de velocidades de propagação de ondas P (V_p) apresenta, até à profundidade média de 1.4 m, velocidades que são características de solo a rocha completamente alterada (W5). A profundidade superior, a velocidade de propagação das ondas P aumenta gradualmente em profundidade, variando entre 600 e 1300 m/s, indicativo da presença de um maciço granítico muito alterado (W4).

Na figura seguinte apresenta-se, em perfil, o grau de alteração do maciço rochoso em função da velocidade de propagação das ondas P.

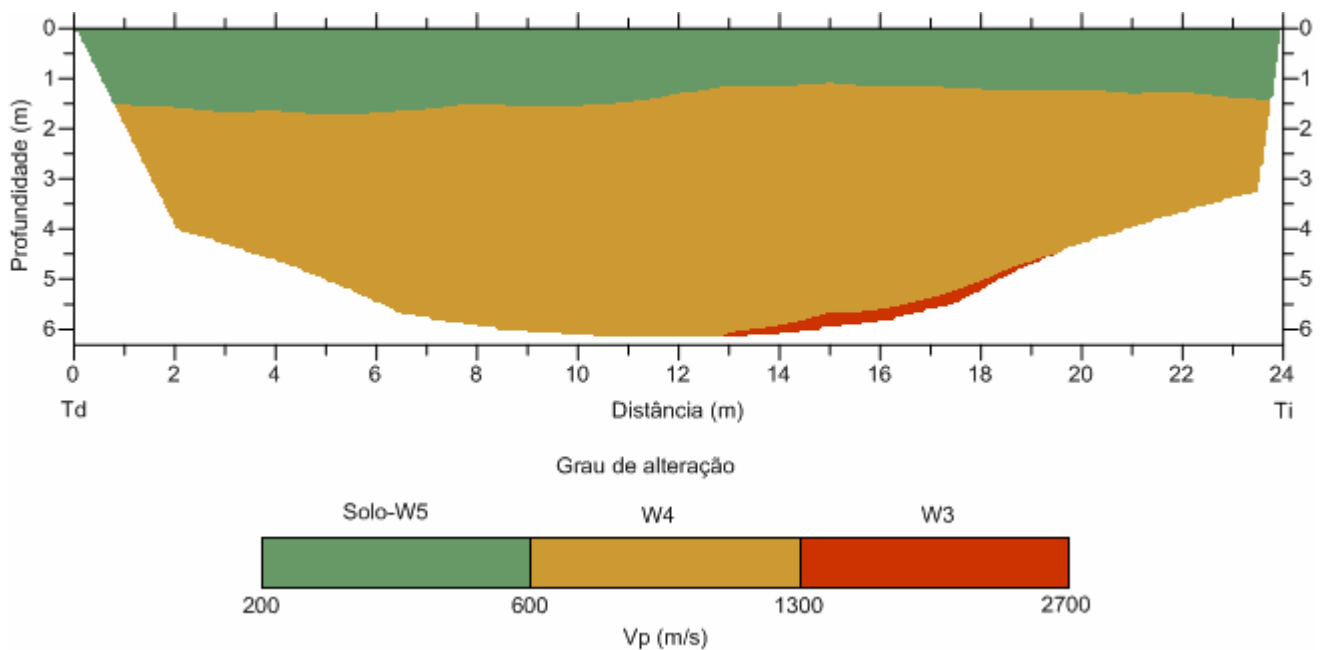


Figura 7 - Grau de alteração do maciço rochoso em função da velocidade de propagação das ondas P no perfil PS1.

5. ENSAIOS DE PENETRAÇÃO DINÂMICA SUPER PESADA (DPSH)

Na área em estudo realizaram-se 2 ensaios de penetração dinâmica super pesada (DPSH), cuja localização é indicada na planta do Anexo 1.

O método de prospecção utilizado faz parte dos ensaios de penetração dinâmica contínua. Este método abrange a determinação da resistência de solos e rochas brandas *in situ*, através da penetração dinâmica de um cone.

O ensaio consiste na cravação de um cone maciço ligado a um conjunto de varas fixadas topo a topo. As varas têm comprimento de um metro, sendo fixadas rigidamente. A penetração do cone é feita por meio de uma força de choque accionada mecanicamente. Para que a resistência à penetração resulte apenas das forças de reacção do terreno sobre o cone e não dos esforços de atrito lateral ou aderência lateral, que eventualmente se possam instalar, utilizam-se cones com diâmetro superior ao diâmetro das varas.

Os resultados destes ensaios são particularmente usados para a avaliação qualitativa de um perfil de solo ou para comparação relativa com outros ensaios *in situ*. Também podem ser usados para determinar as propriedades resistentes e deformáveis dos solos, geralmente em solos não coesivos, através das correlações apropriadas.

Os ensaios foram realizados de acordo com o procedimento descrito pela International Organization for Standardization, nomeadamente a ISO 22476-2-DPSH-B, o qual se resume de seguida:

- As varas e o cone devem ser cravados verticalmente sem flexão das varas acima do solo;
- O penetrómetro deve ser cravado continuamente no solo. O ritmo de cravação deve ser mantido entre 15 e 30 pancadas por minuto, excepto quando se penetra areia e cascalho, onde o ritmo de cravação pode ser aumentado para até 60 pancadas por minuto. Todas as interrupções maiores que 5 minutos devem ser registadas;
- As varas devem ser rodadas $1^{1/2}$ vezes a cada 1.0 m;
- O número de pancadas deve ser registado a cada 200 mm (N_{20});
- O intervalo de pancadas, especialmente do ponto de vista da interpretação quantitativa dos resultados do ensaio, é entre $N_{20}=5$ e 100.

Neste estudo utilizou-se um equipamento da marca TECOINSA, modelo PDP 3.13 G/N, mecanizado e de mobilização autónoma sobre rastos de borracha, contador electrónico de pancadas e sistema automático de queda do peso (Fig. 8). As características do equipamento estão indicadas no Quadro 4.

Quadro 4 - Dimensões e massas do penetrómetro dinâmico super-pesado (DPSH).

Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (TECOINSA)	
Dispositivo de cravação	
Pilão massa m (kg)	63.5
Altura de queda h (mm)	750
Cone de 90°	
Área de base nominal A (cm ²)	20
Diâmetro da base (D) nova (mm)	51
Diâmetro da base, usada (mm) min.	49
Comprimento da manga (mm)	51
Comprimento da ponta do cone (mm)	25.3
Varas	
Massa (kg/m) (máx)	6.37
Diâmetro OD (mm) (máx)	32
Energia específica por pancada	
(mgh/A) em kJ/m ²	238



Figura 8 – Equipamento utilizado na realização dos ensaios DPSH.

O ensaio é interpretado em termos do número de pancadas para a penetração de 20 cm (designado por N_{20}) e por determinação da resistência dinâmica unitária (r_d) ou da resistência dinâmica de ponta (q_d) usando as seguintes equações:

$$r_d = \frac{mgh}{Ae}$$

$$q_d = \frac{m}{m + m'} \times r_d$$

onde,

r_d e q_d são os valores das resistências em Pa;

m é a massa do pilão em kg;

g é a aceleração da gravidade em N/kg;

h é a altura de queda do pilão em m;

A é a área da base do cone em m²;

e é a penetração média em m por pancada ($0,2/N_{20}$);

m' é a massa total das varas, do batente e da vara guia, em kg.

Para cada ensaio é feito um diagrama de penetração, onde é representada a variação da resistência dinâmica de ponta (q_d) com a profundidade e o número de golpes (N_{20}) correspondente à penetração de cada 20 cm. Os diagramas dos ensaios são apresentados no Anexo 3.

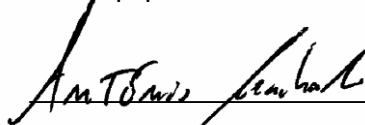
6. RESULTADOS

Os resultados dos ensaios de penetração dinâmica super pesada (DPSH) e perfil de sísmica de refração permitiu estabelecer um modelo geológico-geotécnico que consta de uma unidade superficial de solo residual granítico de textura essencialmente arenosa que se desenvolve até cerca de 1.4 metros de profundidade. Nesta unidade, surgem de forma disseminada alguns blocos de rocha granítica pouco alterada. O maciço granítico muito alterado (W4), desenvolve-se até cerca de 5.5 metros de profundidade.

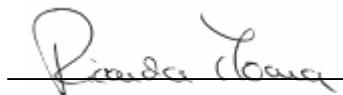
De acordo com os pressupostos anteriores, consideramos que as fundações da estrutura devem solicitar o horizonte correspondente ao maciço granítico muito alterado (W4), que surge, em média, a partir de 1.4 m de profundidade. Neste sentido, perspectiva-se a adopção generalizada de valores de tensão admissível de **300 kPa**, para fundações directas por sapatas.

Santa Maria da Feira, 6 de Dezembro de 2021

A equipa de trabalho:



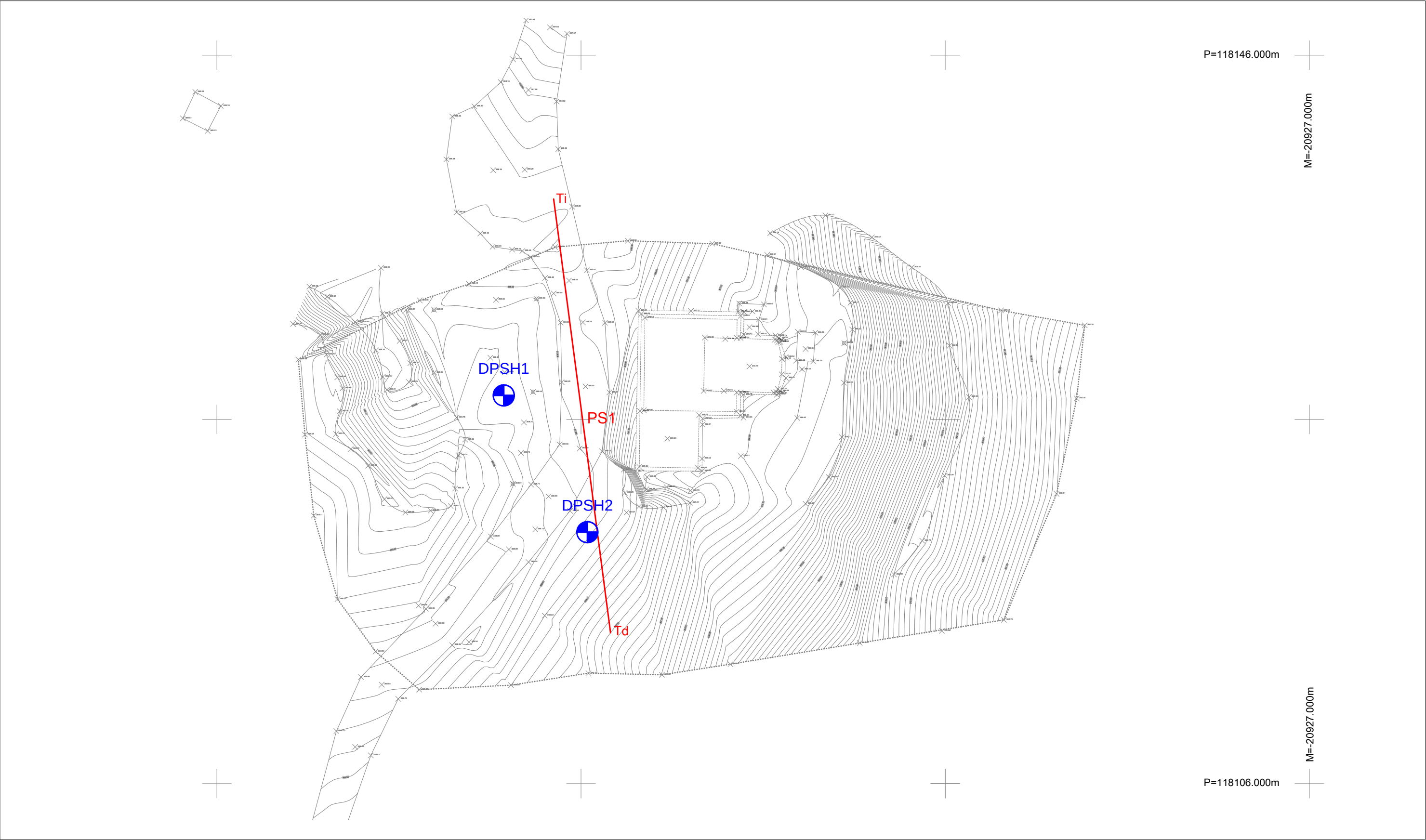
António Machado
(Eng.º Geólogo)



Ricarda Moura
(Eng.ª Geóloga)

ANEXO 1

LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DPSH E PERFIL SÍSMICO DE REFRACÇÃO



LEGENDA

Ensaio de penetração dinâmica super pesada (DPSH)

Td Ti

Perfil sísmico de refração

Escala: 1/200		
Data: Dezembro 2021		
Local: Sever do Vouga	Estudo Geológico - Geotécnico Abastecimento de Água à Senhorinha (PAA-004) - Sever do Vouga	
	Localização dos ensaios DPSH e perfil sísmico de refração	
	Desenho 1	Folha 1/1

ANEXO 2

BOLETIM DO PERFIL SÍSMICO DE REFRACÇÃO



PERFIL SÍSMICO DE REFRAÇÃO

Obra: Abastecimento de Água à Senhorinha
(PAA-004) - Sever do Vouga

Local: Sever do Vouga

PS1

Cliente:



Equipamento: DoReMi

Comprimento (m): 24

Nº geofones: 12

Coordenadas (ETRS89/PT-TM06)

Td

M(m): -20965.38

P(m): 118114.28

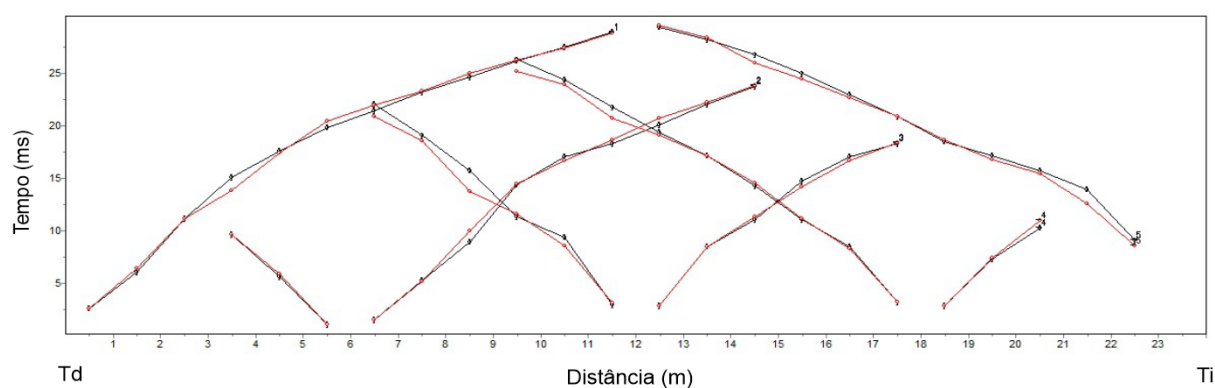
Ti

M(m): -20968.51

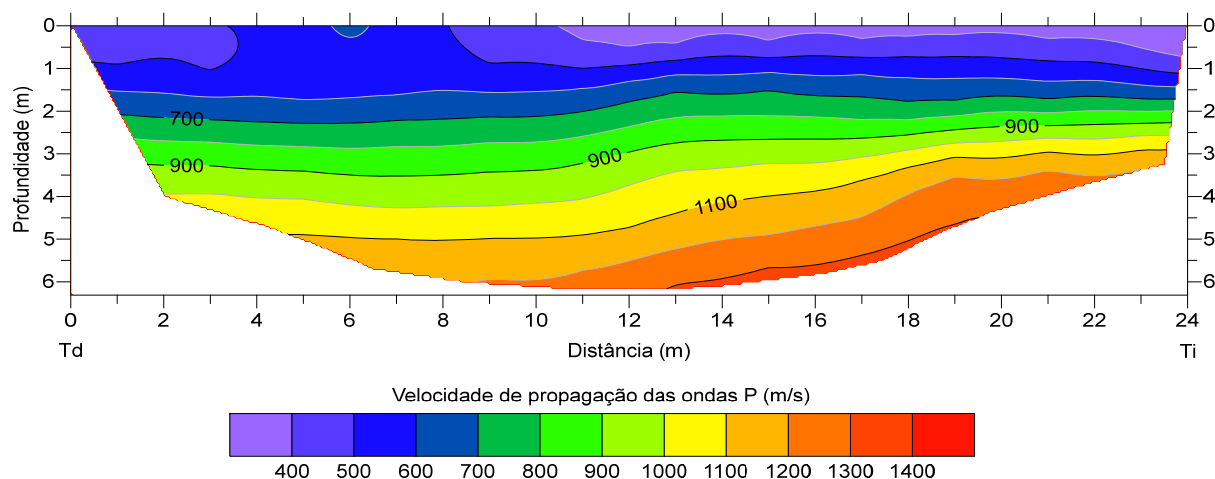
P(m): 118138.10

Data: 22/11/2021

GRÁFICO TEMPO - DISTÂNCIA



SECÇÃO INTERPRETATIVA



ANEXO 3

DIAGRAMAS DE PENETRAÇÃO DOS ENSAIOS DPSH



PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO
Tecoinsa - PDP 3.13 G/N
(according to ISO 22476-2 - DPSH B)

Refª: DPSH1

CLIENTE: ÁGUAS DA REGIÃO DE AVEIRO

LOCAL: Sever do Vouga

OBRA: Abastecimento de Água à Senhorinha (PAA-004) - Sever do Vouga

DATA : 11 - 11 - 2021

Coordenadas (PT-TM06-ETRS89)
-20971 ; 118127

Prof do ensaio (m): 0.8

CARACTERÍSTICAS DO PENETRÓMETRO:

Peso do martelo: 63.5 Kg

Altura da queda: 75 cm

Peso das varas: 6.37 Kg

Avanço unitário: 20 cm

Secção transversal da ponteira: 20 cm²

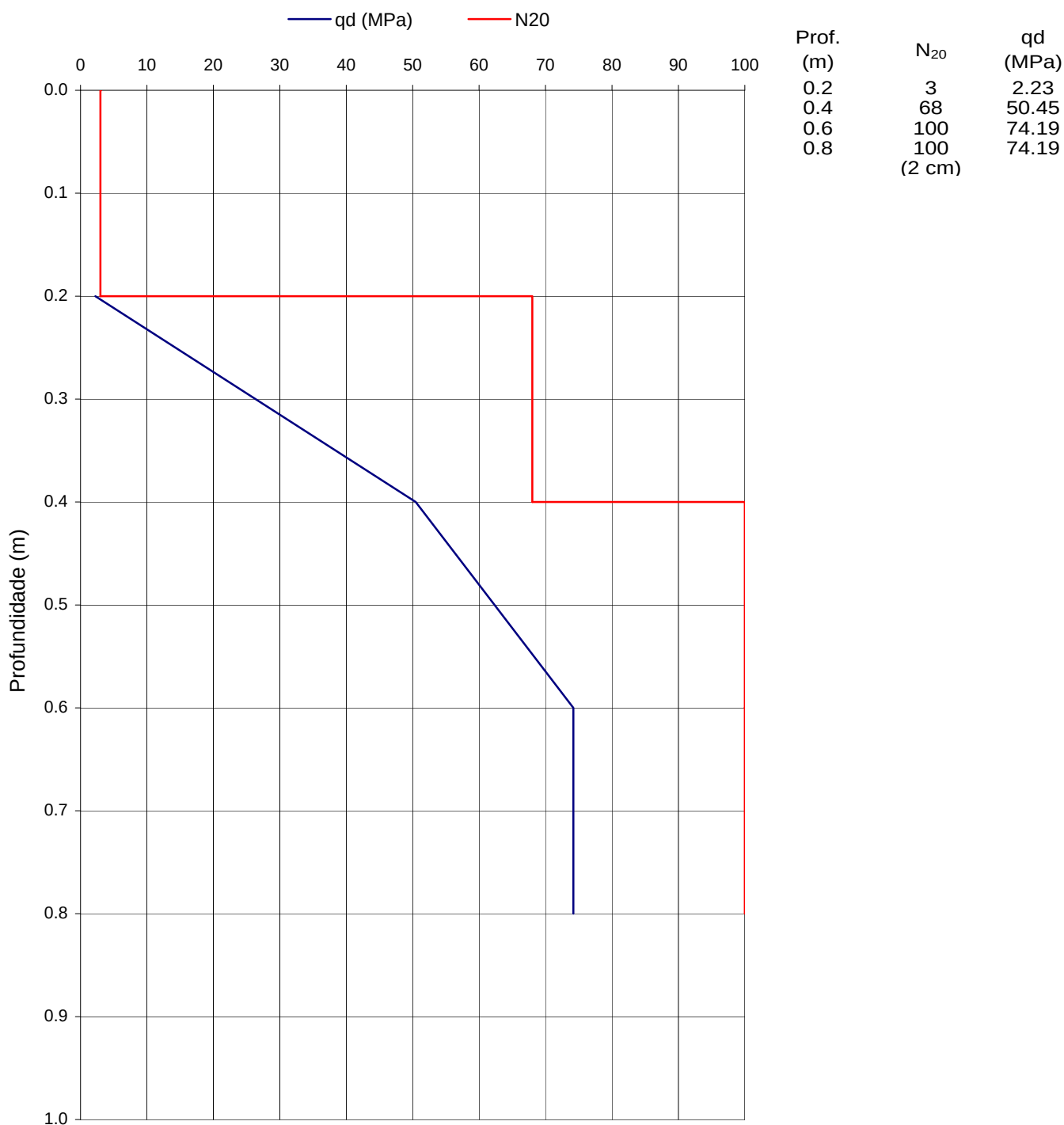
Ângulo apical do cone : 90°

Tipo de ponteira: perder

Cota aprox. (m): 368.7

Prof do nível água (m): --

Observações:





PENETRÓMETRO DINÂMICO SUPER PESADO
Tecoinsa - PDP 3.13 G/N
(according to ISO 22476-2 - DPSH B)

Refª: DPSH2

CLIENTE: ÁGUAS DA REGIÃO DE AVEIRO

LOCAL: Sever do Vouga

OBRA: Abastecimento de Água à Senhorinha (PAA-004) - Sever do Vouga

DATA : 11 - 11 - 2021

Coordenadas (PT-TM06-ETRS89)
-20966 ; 118119

Prof do ensaio (m): 0.6

CARACTERÍSTICAS DO PENETRÓMETRO:

Peso do martelo: 63.5 Kg

Altura da queda: 75 cm

Peso das varas: 6.37 Kg

Avanço unitário: 20 cm

Secção transversal da ponteira: 20 cm²

Ângulo apical do cone : 90°

Tipo de ponteira: perder

Cota aprox. (m): 368.45

Prof do nível água (m): --

Observações:

