

REDE DE ÁGUAS RESIDUAIS DOMÉSTICAS DA FREGUESA DE AGUDA

1. INTRODUÇÃO

O presente projeto diz respeito à drenagem das águas residuais domésticas das povoações de Aguda; Almofala de Baixo; Almofala de Cima; Casal do Castanheiro; Casal do Pedro; Casal Ruivo; Lameirinha; Martingago, Mosqueiros; Olival; Bairro; Casal de S. Pedro e Vale de Tábuas.

Estas povoações situam-se efetivamente na área de influência do “Sistema Multimunicipal Raia-Zêzere-Nabão”, cuja a componente em alta foi concessionada à empresa multimunicipal Águas do Vale do Tejo, S.A., pertencendo à sua componente “Sistema de Saneamento de Vale Tábuas”.

A rede de recolha das águas residuais descarregará o efluente no emissário de Vale de Tábuas servida pela ETAR com o mesmo nome.

2. OBJECTIVO

Com o projeto proposto pretende-se dotar a área de intervenção de uma rede de drenagem de águas residuais domésticas e respetivos ramais de ligação, assim como de órgãos de elevação, com boas condições em termos de recolha, drenagem, estanquidade e bombagem.

3. ESQUEMA GERAL DA REDE PROPOSTA

A rede proposta foi concebida inicialmente de modo a ter em conta a sua compatibilização com o estudo prévio de saneamento do “Sistema de Saneamento de Vale de Tábuas”, da responsabilidade da empresa Águas do vale do Tejo, S.A.

No âmbito da adequação do projeto à sua revisão, foi adequada ao emissário de Vale de Tábuas, entretanto contruído.

4. GEOREFERENCIAÇÃO

O sistema de referência geo-cartográfico e vertical adotado foi PT-TM06 – ETRS89.

O levantamento topográfico, efetuado no âmbito do projeto inicial, foi desenvolvido pela empresa TECSEBAS, Lda, entretanto extinta.

O complemento do levantamento topográfico e trabalhos de campo agora efetuados, para adequar o projeto ao relatório da revisão do mesmo, foi efetuado pela empresa Toposerra, Lda.

O trabalho referente ao levantamento topográfico agora efetuado, por esta empresa, diz respeito aos locais de implantação das estações elevatórias e também aos perfis das condutas elevatórias, para além de complementos do levantamento original, em situações pontuais.

Nalgumas situações, verificaram-se erros altimétricos no levantamento topográfico inicial, sempre inferiores a 1.00m. Quando isso aconteceu, esse erro foi “arrastado” para os levantamentos pontuais agora efetuados.

No âmbito dos trabalhos de campo agora levados a efeito, foram efetuados também o levantamento dos aquedutos e pontões, no que diz respeito à sua localização, secção e profundidades de entrada e saída.

Foi feito igualmente o levantamento das edificações existentes, passíveis de ser servidas com saneamento, quer tenham agora condições de utilização ou não, para efeitos de contabilização dos ramais de ligação respetivos.

5. DADOS DEMOGRÁFICOS

5.1. RECENSEAMENTO POPULACIONAL

No quadro seguinte indicam-se as povoações que fazem parte da bacia a que pertencem a rede proposta e respetivas populações de acordo com os dados fornecidos pelo Instituto Nacional de Estatística.

LUGARES	RECENSEAMENTOS POPULACIONAIS					
	1911	1940	1960	1970	1981	1991
Aguda	242	246	178	147	173	160
Almofala de Cima	107	104	127	79	98	76
Almofala de Baixo	54	54	83	166	193	172
Casal do Castanheiro	38	53	38	-----	-----	18
Casal do Pedro	40	50	40	32	47	37
Casal Ruivo	15	22	10	38	43	48
Lameirinha	-----	-----	30	-----	43	-----
Martingago	-----	23	19	11	53	33
Mosqueiros	-----	69	67	-----	-----	-----
Olival	-----	52	49	26	35	38
Bairro	-----	21	39	49	111	99
Casal de S. Pedro	-----	-----	-----	41	-----	66
Vale de Tábuas	-----	-----	-----	-----	-----	11
TOTAL	496	694	680	589	796	858

5.2. População Flutuante

A população flutuante, segundo o critério do estudo prévio do “Sistema de Saneamento do Baixo Zêzere e do Nabão”, da responsabilidade da empresa Águas do Centro S.A., determinou-se a partir do número de fogos vagos e da sua ocupação por três pessoas por fogo.

5.2.1.1. LUGARES	LEVANTAMENTO HABITACIONAL - 1991		POPULAÇÃO FLUTUANTE
	Nº DE FOGOS	Nº DE FOGOS VAGOS	
Aguda	57	10	30
Almofala de Cima	30	6	18
Almofala de Baixo	82	8	24
Casal do Castanheiro	5	-----	-----
Casal do Pedro	15	1	3
Casal Ruivo	12	1	3
Lameirinha	21	1	3
Martingago	12	1	3
Mosqueiros	-----	-----	-----
Olival	13	4	12
Bairro	31	3	9
Casal de S. Pedro	-----	-----	-----
Vale de Tábuas	3	-----	-----
TOTAL	283	35	105

5.3. Evolução Populacional

Não tendo encontrado modelo demográfico teórico, que traduzisse a evolução populacional da povoação de Chávelho, considerou-se no horizonte de projeto, que se julgou dever ser o ano de 2045, que a população residente seria a população máxima que o conjunto das povoações já atingiu (na década de 1990).

6. CAPITAÇÕES

De acordo e estudo prévio de “Saneamento do Baixo Zêzere e do Nabão” consideraram-se as seguintes capitações (para populações inferiores a 2000 habitantes):

- Captações em 2005 – 165 l / hab. * dia
- Captações em 2045 – 200 l / hab. * dia

7. CAUDAIS DE ÁGUAS RESIDUAIS

7.1. Fator de afluência à rede

Considerou-se o fator a afluência à rede igual a 0.80

7.2. Caudal Médio Diário Anual

Na determinação do caudal médio diário anual consideraram-se os caudais como distribuídos.

Caudal Médio Diário Anual	2005				2045			
	POPULAÇÃO	CAPITAÇÃO (l / dia)	FACTOR DE AFLUÊNCIA	c.m.d.a (l / s)	POPULAÇÃO	CAPITAÇÃO (l / dia)	FACTOR DE AFLUÊNCIA	c.m.d.a (l / s)
Distribuído	963 ^{a)}	165	0.80	1.47	963 ^{a)}	200	0.80	1.78

a) Diz respeito à população residente mais a flutuante em 2005 e em 2045, igual a 858+105;

7.3. fator De Ponta Instantâneo

O fator de ponta instantâneo determinou-se de acordo com a fórmula

$$F = 1.5 + \frac{60}{\sqrt{P}},$$

sendo **P**, a população a servir, que se considerou o somatório da população residente com a população flutuante, no ano horizonte de projeto, 858 habitantes.

$$F = 1.5 + \frac{60}{\sqrt{963}} = 3.43$$

7.4. Caudal De Infiltração

Na falta de dados mais precisos considerou-se o caudal de infiltração igual ao caudal médio diário anual.

7.5. Caudal De Ponta

Determinaram-se os caudais de ponta no ano de início da exploração 2005, assim como no ano horizonte de projeto, 2045.

CAUDAL DE PONTA	2005			2045		
	c.m.d.a (l / s)	caudal Inf (l / s)	Q Ponta (l / s) ^{a)}	c.m.d.a (l / s)	caudal Inf (l / s)	Q Ponta (l / s) ^{a)}
DISTRIBUIDO	1.47	1.47	10.08	1.78	1.78	12.21

a) Considerou-se o caudal de ponta igual ao caudal médio diário anual, vezes o fator de ponta, mais o caudal de infiltração.

8. VERIFICAÇÃO HIDRÁULICA

No projeto inicial, a, verificação hidráulica foi efetuada em cálculo automático com recurso ao programa ResiCAD, da TICDATA.

As velocidades determinadas nunca ultrapassam 3m/s, a altura da lâmina líquida nunca ultrapassa 0.50 do diâmetro, as inclinações adotadas situam-se sempre entre 0.3% e 15%,

verificando-se assim o art.º 133º do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

Durante a adequação do projeto ao relatório da sua revisão, não foram encontrados os ficheiros de cálculo ou os que foram encontrados não se encontravam trabalháveis.

De modo a contornar este obstáculo, os perfis longitudinais foram trabalhos manualmente de modo a se adequarem a atravessamento de aquedutos ou a ligações ao emissário da Vale de Tábuas, entretanto construído.

Essa adequação foi efetuada respeitando as inclinações situadas entre 0.3% e 15%, previstas no artigo 133º do Regulamento dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

9. SISTEMA ELEVATÓRIO

9.1. Conduitas Elevatórias

9.1.1. Conduta elevatória EE1

Dimensionamento

Caudal de ponta – 0.96 l/s

Caudal de dimensionamento – 1 l/s

Material – PEAD DN110/PN10

Velocidade – 0.12 m/s

Perda de carga – 0.014%

A velocidade e a perda de carga foram determinadas com recurso ao ábaco da empresa Politejo, S.A., cuja cópia se anexa (Anexo I).

Verificação do Golpe de Aríete

Comprimento da conduta – L = 342.41 m

Cota de partida – 312.56

Cota de chegada – 353.09

Altura geométrica – 40.53 m

Diâmetro interior – 96.80mm

Espessura – 6.6 mm

Perda de carga localizada – 10% da contínua

Perda de carga total – $342.41 \times 0.00014 \times 1.10 = 0.05\text{m}$

Altura manométrica – $H_m = 40.53 + 0.05 = 40.58 \text{ m}$

Determinação do tempo de paragem

$$T = C + \frac{KLV}{gHm}$$

T – Tempo de paragem

C – É função da elevação $\frac{Hm}{L}$

K – Representa o efeito de inércia do grupo eletrobomba

L – Comprimento da conduta

V – Velocidade

g – Aceleração de gravidade

Hm – Altura manométrica

$$\frac{Hm}{L} = \frac{40.58}{342.10} = 0.119 < 0.20 \Rightarrow C = 1$$

$$L < 500 \Rightarrow K = 2$$

$$T = 1 + \frac{2 \times 342.41 \times 0.12}{9.81 \times 40.58} = 1.21s$$

Determinação do comprimento crítico:

$$l = \frac{aT}{2}$$

a – Celeridade

A celeridade foi determinada recorrendo ao ábaco de variação da celeridade com a relação D/e, constante no livro Hidráulica Urbana – 4ª Edição cujos autores são José Alfeu A. Sá Marques e Joaquim J. O. Sousa, sendo:

D - Diâmetro interior

e – Espessura

$$\frac{D}{e} = \frac{96.80}{6.6} = 14.66 \Rightarrow a = 285m/s$$

$$l = \frac{285 \times 1.21}{2} = 172.43m$$

L > l => Elevação é longa

Determinação do golpe de Aríete:

$$\Delta H = \frac{aV}{g}$$

$$\Delta H = \frac{285 \times 0.12}{9.81} = 3.49m$$

Pressões no ponto inicial da conduta elevatória:

Máxima – 40.53 + 3.49 = 44.02 mca

Mínima – 40.53 – 3.49 = 37.04 mca

Conclusões

- O material previsto, PEAD PN10, garante a pressão máxima em toda a extensão da conduta elevatória, tanto em situações de funcionamento normal como de choque hidráulico;
- Em nenhum ponto da conduta elevatória há pressões negativas, tanto em situações de funcionamento normal como de choque hidráulico;
- A conduta respeita o diâmetro mínimo regulamentar de 100mm previsto no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto;

- A conduta não respeita a velocidade mínima de escoamento de 0.70m/s prevista no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto;
- O incumprimento referido decorre do facto de não ser aconselhável baixar o diâmetro para além do valor regulamentar, para prevenir eventuais entupimentos da conduta;
- Por se tratar de material de preço, comparado com soluções alternativas, baixo e de conduta de reduzido diâmetro, não se justifica a realização de estudo técnico/económico previsto no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto.

9.1.2. Conduta elevatória EE2

Dimensionamento

Caudal de ponta – 0.83 l/s

Caudal de dimensionamento – 1 l/s

Material – PEAD DN110/PN10

Velocidade – 0.12 m/s

Perda de carga – 0.014%

A velocidade e a perda de carga foram determinadas com recurso ao ábaco da empresa Politejo, S.A., cuja cópia se anexa (Anexo I).

Verificação do Golpe de Ariete

Comprimento da conduta – L = 323.16 m

Cota de partida – 232.08

Cota de chegada – 233.1

Altura geométrica – 1.11 m

Diâmetro interior – 96.80mm

Espessura – 6.6 mm

Perda de carga localizada – 10% da contínua

Perda de carga total – $323.16 \times 0.00014 \times 1.10 = 0.05\text{m}$

Altura manométrica – $H_m = 1.11 + 0.05 = 1.16\text{ m}$

Determinação do tempo de paragem

$$T = C + \frac{KLV}{gH_m}$$

T – Tempo de paragem

C – É função da elevação $\frac{H_m}{L}$

K – Representa o efeito de inércia do grupo eletrobomba

L – Comprimento da conduta

V – Velocidade

g – Aceleração de gravidade

H_m – Altura manométrica

$$\frac{H_m}{L} = \frac{1.16}{323.16} = 0.004 < 0.20 \Rightarrow C = 1$$

$$L < 500 \Rightarrow K = 2$$

$$T = 1 + \frac{2 \times 323.16 \times 0.12}{9.81 \times 1.16} = 7.82s$$

Determinação do comprimento crítico:

$$l = \frac{aT}{2}$$

a – Celeridade

A celeridade foi determinada recorrendo ao ábaco de variação da celeridade com a relação D/e, constante no livro Hidráulica Urbana – 4ª Edição cujos autores são José Alfeu A. Sá Marques e Joaquim J. O. Sousa, sendo:

D - Diâmetro interior

e – Espessura

$$\frac{D}{e} = \frac{96.80}{6.6} = 14.66 \Rightarrow a = 285m/s$$

$$l = \frac{285 \times 7.82}{2} = 1114.35m$$

L < l => Elevação é curta

Determinação do golpe de Aríete:

$$\Delta H = \frac{2lV}{gT}$$

$$\Delta H = \frac{2 \times 236.16 \times 0.12}{9.81 \times 7.82} = 1.01m$$

Pressões no ponto inicial da conduta elevatória:

Máxima – 1.11 + 1.01 = 2.12 mca

Mínima – 1.11 – 1.01 = 0.10 mca

Conclusões

- O material previsto, PEAD PN10, garante a pressão máxima em toda a extensão da conduta elevatória, tanto em situações de funcionamento normal como de choque hidráulico;
- Em situação de choque hidráulico há pressões negativas, que atingem o valor máximo de 2.71 mca, o que não põe em causa o bom funcionamento da conduta, dado que não é atingida a cavitação;
- A conduta respeita o diâmetro mínimo regulamentar de 100mm previsto no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto;
- A conduta não respeita a velocidade mínima de escoamento de 0.70m/s prevista no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto;
- O incumprimento referido decorre do facto de não ser aconselhável baixar o diâmetro para além do valor regulamentar, para prevenir eventuais entupimentos da conduta;

- Por se tratar de material de preço, comparado com soluções alternativas, baixo e de conduta de reduzido diâmetro, não se justifica a realização de estudo técnico/económico previsto no n.º 1 do artigo 175º do Decreto-Regulamentar n.º 23/95 de 23 de agosto.

9.1.3. Dimensionamento dos maciços de amarração

9.1.3.1. Generalidades

No que se refere às estações elevatórias, calcularam-se apenas maciços de amarração para curvas em planta.

Não se consideraram maciços de amarração em perfil, por não terem sido previstas curvas respetivas, face ao pequeno ângulo das mesmas, conjugado com a flexibilidade considerável das condutas de PEAD.

Também não foram considerados maciços de ancoragem em condutas elevatórias, bem como em coletores, pelo facto de a sua inclinação nunca ser superior a 20º.

9.1.3.2. Características das condutas elevatórias

Sistema	Condutas Elevatórias de:	DN (mm)	Material
Aguda	EE1	110	PEAD / PN 10
	EE2	110	PEAD / PN 10

9.1.3.3. Cálculo dos maciços de amarração

Determinação do impulso sobre o terreno

O impulso sob o terreno foi determinado pela fórmula $I = K \times S \times p$, constante no livro Hidráulica Urbana – 4ª Edição cujos autores são José Alfeu A. Sá Marques e Joaquim J. O. Sousa, sendo:
I – Impulso (KN)

S – Secção transversal da conduta (m²)

p – Pressão de ensaio da conduta instalada (Kpa)

K – Curvas – $\text{Sen } \alpha$

O cálculo dos maciços foi efetuado contando com o apoio lateral dos terrenos, tendo em conta as características do terreno ao longo do traçado das condutas elevatórias segundo os quais não se detetaram situações de aterro em zonas de curvas, nem zonas de má qualidade de solos.

Nestas condições, a área de encosto determinou-se pela fórmula $A_e \geq I \times (\sigma_t \times K_1)$, também constante no livro referido, sendo:

A_e – Área de encosto (m²)

I – Impulso (KN)

σ_t – Tensão aplicada no solo (Kpa) – face às características verificadas no terreno, considerou-se 200 Kpa, que corresponde aos solos com piores características encontrados nos estudos geológicos e geotécnicos.

K_1 – Coeficiente de redução da tensão de segurança, devido à ação do impulso se exercer horizontalmente – considerou-se 0.5

Os cálculos de dimensionamento dos maciços de amarração constam no Quadro 1.

9.2. Estações Elevatórias

As estações elevatórias são constituídas por câmara em betão armado A40NR C/25/30, com tampa em ferro fundido dúctil D400, conforme pormenor e pelo equipamento eletromecânico.

Durante a realização da obra:

- Aquando dos trabalhos de escavação, pode haver a interseção do nível freático e, nesses casos, poderá, eventualmente, ser necessário proceder ao seu rebaixamento;
- Aquando dos trabalhos de escavação, será realizada a entivação do terreno para a realização das paredes, sempre que se justificar;
- Deve ser verificada, previamente, a aptidão de todos os terrenos a utilizar em aterro, sejam estes provenientes da escavação realizada na abertura de vala, ou de manchas de empréstimo contratadas. Esta verificação deverá ser efetuada através da realização de ensaios laboratoriais sobre amostras representativas dos terrenos a utilizar, nomeadamente, ensaios de caracterização geral de solos (e.g., análise granulométrica, limites de consistência, teor em água natural) e ensaios de compactação Proctor;
- Deve ser feito o controlo de compactação em fase de obra. Esse controlo passará pela realização de ensaios de controlo de compactação “in situ” (e.g., Gamadensímetro). O controlo de compactação deve ser feito por camadas, que não deverão ter uma espessura superior a 20 cm, de modo a garantir uma adequada compactação das mesmas;
- O grau de compactação exigido deve ser superior a 95 % do ensaio Proctor. As espessuras das camadas dos diversos materiais a aplicar no aterro, não deve ser superior a 20cm.

9.2.1.Verificação das estações elevatórias aos estados limites últimos

9.2.1.1. Identificação das ações e suas combinações

Combinações de ações para efeitos da verificação da segurança relativamente aos estados limites últimos

Lajes verticais

$$S_d = \gamma_g \times (G_1 + G_2) + \gamma_q \times Q_1$$

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante

γ_g – Coeficiente de segurança de ações permanentes– 1.5

γ_q - Coeficiente de segurança de ações variáveis – 1.5

G_1 – Impulso do terreno

G_2 – Impulso da água

Q_1 – Sobrecarga rodoviária - Seis cargas de 100 KN (Classe 2) na área de 3.00m x 2.00m

Lajes horizontais superiores

$$S_d = \gamma_g \times (G_3 + G_4) + \gamma_q \times Q_2$$

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante

γ_g – Coeficiente de segurança de ações permanentes– 1.5

γ_q - Coeficiente de segurança de ações variáveis – 1.5

G_3 – Pavimento / terreno de recobrimento da laje

G4 – Peso próprio da laje superior

Q2 – Sobrecarga rodoviária:

- Momento fletor - Uma carga de 100 KN (Classe 2) a meio vão

- Esforço transversal - Uma carga de 100 KN (Classe 2) no início/fim do vão

Lajes horizontais inferiores

$$S_d = \gamma_g \times (G_3 + G_4 + G_5 + G_6 + G_7) + \gamma_q \times Q_3$$

S_d – Valor de cálculo do esforço atuante

γ_g – Coeficiente de segurança de ações permanentes – 1.5

γ_q - Coeficiente de segurança de ações variáveis – 1.5

G3 – Pavimento / terreno de recobrimento da laje

G4 – Peso próprio da laje superior

G5 – Peso próprio da laje inferior

G6 – Peso próprio do equipamento

G7 – Peso próprio das lajes verticais

Q3 – Sobrecarga rodoviária - Duas cargas de 100 KN (Classe 2) sobre uma laje vertical

9.2.1.2. Determinação dos valores das ações

Na definição do ângulo de atrito interno, bem como do peso específico do terreno, para calcular o impulso ativo nas lajes laterais das estações elevatórias, considerou-se o tipo de terreno mais desfavorável para este efeito, de acordo com os estudos geológicos efetuados, designadamente solo areno/siltoso.

Face a este critério, considerou-se:

- Ângulo de atrito interno - ϕ - 25°

- Peso específico - $\gamma = 2.00 \text{ ton/m}^3$

Na definição da sobrecarga rodoviária, para calcular o impulso ativo nas lajes laterais das estações elevatórias, consideraram-se seis cargas da Classe 2 (100KN cada) na área de 3.00m x 2.00m, que corresponde a 100 KN/m².

Na definição da tensão admissível do terreno considerou-se o valor mais baixo, de acordo com os estudos geológicos e geotécnicos efetuados, designadamente:

- $\sigma_{adm} = 0.31 \text{ MPa}$

9.2.2.Verificação da segurança relativamente aos estados limites

9.2.2.1. Generalidades

A verificação da segurança das estações elevatórias foi efetuada relativamente aos estados limites últimos de resistência.

Não foi efetuado a verificação da segurança aos estados limites últimos de deslizamento, nem de equilíbrio, dado não ser possível as estações elevatórias deslizarem ou derrubarem, pelo facto de estarem encastradas no terreno.

Também não foi realizado a sua verificação de segurança aos estados limites de utilização, por não se vislumbrarem situações desse tipo que ponham em causa a segurança das mesmas.

Foi verificada a segurança à impulsão das EE1 e EE2, pelo facto de, em situações limite, o nível freático poder atingir a cota do terreno.

9.2.2.2. Verificação da segurança das lajes

Princípios de cálculo

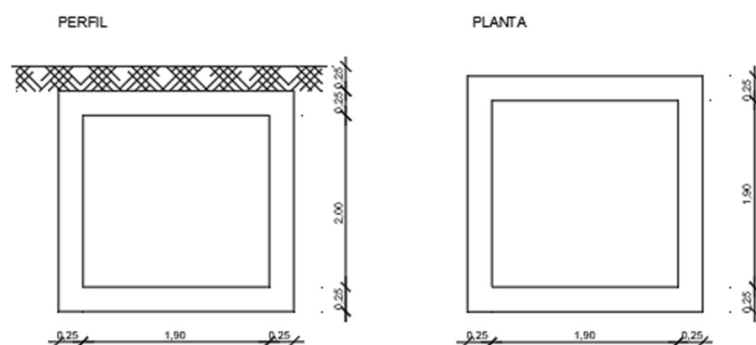
Na verificação da segurança das lajes, o modelo utilizado foi de lajes duplamente encastradas, sendo as horizontais armadas em duas direções e as verticais armadas numa direção.

Nestas condições, o vão teórico de cálculo de todas as lajes foi considerado, $l = 2.10\text{m} \times 0.6 = 1.26\text{m}^2$.

As lajes verticais foram calculadas em faixas de 1.00m de altura.

As dimensões planimétricas e altimétricas das estações elevatórias, são as seguintes:

EE1 e EE2



Verificação da segurança das estações elevatórias EE1 e EE2 aos estados limites de resistência

Lajes verticais

Impulso ativo do terreno

$$G1 = \gamma \times h \times Ka$$

$$Ka = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

Impulso ativo da água

$$G2 = \gamma_1 \times h$$

Impulso ativo do terreno com sobrecarga

$$G1/Q1 = \gamma \times h' \times Ka$$

$$h' = h + h1$$

$$h1 = Q1 / \gamma$$

Em que:

G1 – Impulso do terreno

G2 – Impulso da água

Q1 – Sobrecarga rodoviária - Seis cargas de 100 KN (Classe 2) na área de 3.00m x 2.00m que equivale a 100 KN/m²

γ - Peso específico do terreno – 2 ton/m²

ϕ - 25° - Ângulo de atrito interno

h – Distância da superfície do terreno ao limite inferior da laje de cálculo

γ_1 - Peso específico da água – 1 ton/m²

$$h_1 = 100 / 2.00 = 5.00\text{m}$$

Nestas condições:

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - 25^\circ/2) = 0.637$$

Impulso ativo à profundidade de 2.75m

$$h = 2.75\text{m}$$

$$h' = 2.75 + 5.00 = 7.75\text{m}$$

$$G_2 = 10 \times 2.75 = 27.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1/Q_1 = 20 \times 7.75 \times 0.637 = 98.74 \text{ KN/m}^2$$

$$S_d = 1.5 \times (27.5 + 98.74) = 189.36 \text{ KN/m}^2$$

Impulso ativo à profundidade de 1.50m

$$h = 1.50\text{m}$$

$$h' = 1.50 + 5.00 = 6.50\text{m}$$

$$G_2 = 10 \times 1.50 = 15.00 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1/Q_1 = 20 \times 6.50 \times 0.637 = 82.11 \text{ KN/m}^2$$

$$S_d = 1.5 \times (15.00 + 82.11) = 145.67 \text{ KN/m}^2$$

Momento fletor à profundidade de 2.75m

$$\text{Nos apoios} - -pl^2/12 = - 189.36 \times 1.26^2 / 12 = - 25.06 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{A meio vão} - pl^2/24 = 189.36 \times 1.26^2 / 24 = 12.52 \text{ KN.m/m}$$

Momento fletor à profundidade de 1.50m

$$\text{Nos apoios} - -pl^2/12 = - 145.67 \times 1.26^2 / 12 = - 19.27 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{A meio vão} - pl^2/24 = 145.67 \times 1.26^2 / 24 = 9.63 \text{ KN.m/m}$$

Esforço transversal à profundidade de 2.75m

$$\text{Nos apoios} - pl/2 = 189.36 \times 1.26 / 2 = 119.30 \text{ KN/m}$$

Esforço transversal à profundidade de 1.50m

$$\text{Nos apoios} - pl/2 = 145.67 \times 1.26 / 2 = 91.77 \text{ KN/m}$$

Laje horizontal superior

G3 – Pavimento / terreno de recobrimento da laje

Peso específico – 2.00 ton/m³

$$G_3 = 20 \times 0.25 \text{ KN/m}^2$$

G4 – Peso próprio da laje superior

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G_4 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

Q2 – Sobrecarga rodoviária:

- Momento fletor - Uma carga de 100 KN (Classe 2) a meio vão

- Esforço transversal - Uma carga de 100 KN (Classe 2) no início/fim do vão

$$SdG = 1.5 \times (5+6.25) = 16.88/m^2 (p)$$

$$SdQ = 1.5 \times 100 = 150 \text{ KN (P)}$$

Momento fletor

$$\text{Nos apoios} - -pl^2/12 - Pl / 8 = - 16.88 \times 1.26^2 / 12 - 150.00 \times 1.26 / 8 = - 25.85 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{A meio vão} - pl^2/24 + Pl / 8 = 16.88 \times 1.26^2 / 24 + 150.00 \times 1.26 / 8 = 24.75 \text{ KN.m/m}$$

Esforço transversal

$$\text{Nos apoios} - pl/2 + P / 2 = 16.88 \times 1.26 / 2 + 150 / 2 = 85.63 \text{ KN/m}$$

Laje horizontal inferior

G3 – Pavimento / terreno de recobrimento da laje

Peso específico – 2.00 ton/m³

$$G3 = 20 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

G4 – Peso próprio da laje superior

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G4 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

G5 – Peso próprio da laje inferior

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G5 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

G6 – Peso próprio do equipamento

$$G6 = 5 / 2.30 \times 2.30 = 0.94 \text{ KN/m}^2$$

G7 – Peso próprio das lajes verticais

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G7 = 25 \times 4 \times 2.10 \times 2.00 \times 0.25 / 2.30 \times 2.30 = 19.84 \text{ KN/m}^2$$

Q3 – Sobrecarga rodoviária - Duas cargas de 100 KN (Classe 2) sobre uma laje vertical

$$Q3 = 2 \times 100 / 2.30 \times 2.30 = 37.88 \text{ KN/m}^2$$

$$SdG = 1.5 \times (5+6.25 + 6.25 + 0.94 + 19.84) = 57.42 \text{ KN/m}^2$$

$$SdQ = 1.5 \times 37.80 = 56.70 \text{ KN/m}^2$$

$$Sd = 57.42 + 56.70 = 114.12 \text{ KN/m}^2$$

Momento fletor

$$\text{Nos apoios} - pl^2/12 = 114.12 \times 1.26^2 / 12 = 15.10 \text{ KN.m/m}$$

$$\text{A meio vão} - -pl^2/24 = - 114.12 \times 1.26^2 / 24 = - 7.54 \text{ KN.m/m}$$

Esforço transversal

$$\text{Nos apoios} - pl/2 = 114.12 \times 1.26 / 2 = 71.90 \text{ KN/m}$$

Verificação da tensão no terreno

$$Nsd = 114.12 \times 2.30 \times 2.30 = 603.69 \text{ KN}$$

$$Msd = 2 \times 100 \times 1.5 \times 2.30 / 2 = 345 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = 603.69 / (2.30 \times 2.30) \pm 345 \times 1.15 / (2.30 \times 2.30^3 / 12)$$

$$\sigma = 114.12 \pm 170.13 \begin{cases} 284.25 \text{ KN/m}^2 \\ - 56.01 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

A tensão atuante é inferior à σ_{adm} - 310 KN/m².

O dimensionamento das armaduras e verificação ao esforço transversal constam nos quadros anexos.

9.2.2.3. Verificação da segurança das estações elevatórias EE1 e EE2 aos estados limites de equilíbrio de flutuação

Peso da estação elevatória:

G3 – Pavimento / terreno de recobrimento da laje

Peso específico – 2.00 ton/m³

$$G3 = 20 \times 0.25 \times 2.40 \times 2.40 = 28.80 \text{ KN}$$

G4 – Peso próprio da laje superior

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G4 = 20 \times 0.25 \times 2.40 \times 2.40 = 28.80 \text{ KN}$$

G5 – Peso próprio da laje inferior

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G5 = 20 \times 0.25 \times 2.40 \times 2.40 = 28.80 \text{ KN}$$

G7 – Peso próprio das lajes verticais

Peso específico – 2.50 ton/m³

$$G7 = 25 \times 4 \times 2.10 \times 2.00 \times 0.25 = 105.00 \text{ KN}$$

G8 – Peso próprio do betão simples a colocar sob a laje inferior

Peso específico – 2.4 ton/m³

$$G7 = 24 \times 0.10 \times 2.40 \times 2.40 = 13.82 \text{ KN}$$

$$G_{total} = 219.62 \text{ KN}$$

Valor a impulsão:

$$10 \times 2.4 \times 2.4 \times 2.85 = 164.16 \text{ KN}$$

Conclusão:

219.62 KN > 164.16 KN – Não há flutuação das estações elevatórias.

Os cálculos de dimensionamento de betão armado das lajes das estações elevatórias constam no Quadro 2.

9.3. Equipamento Eletromecânico

Adotou-se para as estações elevatórias, sistema de bombagem em linha, formado por duas bombas.

Este sistema de bombagem em linha, modelo DIP, ou equivalente, é constituído por corpo comum às duas bombas construído em aço inox AISI304, de espessura 4mm, constituído por dois blocomotores (equipados com impulsores em aço inox - trituradores) e arrefecimento dos motores com 3 níveis, tubagem de compressão única para os dois motores. Comando efetuado através de dois variadores de frequência, com painel de leitura individual (visualização de três parâmetros em simultâneo) que permite uma bombagem modulada, adaptada ao efluente que chega a cada instante, detetado por uma sonda de nível instalada na parte inferior da zona de admissão do efluente.

Completam este sistema os acessórios identificados nos pormenores respetivos e no mapa de trabalhos.

10. DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

A escolha dos materiais propostos terá como objetivo a manutenção da estanquidade, ao longo do horizonte de projeto, em todos os órgãos da rede de drenagem.

Este aspeto assume, em nossa opinião, especial importância tendo em conta que com uma estanquidade eficiente:

- Evita-se a perda de esgoto, com a conseqüente contaminação das águas subterrâneas;
- Limita-se ao máximo os caudais de infiltração que são fator prejudicial ao funcionamento das ETAR's e também à economia da APIN.

10.1. Tubagem

A tubagem e acessórios adotados foram o polipropileno de parede dupla, da classe de rigidez circunferencial específica SN8, tanto para coletores, como para ramais de ligação e acessórios diversos.

Para as condutas elevatórias foi adotado o PEAD PN10.

10.2. Câmara De Visita

As câmaras de visita serão circulares, em anéis e cone excêntrico de betão, com diâmetro interior de 1.00m quando a sua profundidade for inferior a 2.50m e de 1.25m quando a sua profundidade for igual ou superior a 2.50m.

Na ligação entre anéis e entre anéis e cone deverá ser instalado cordão de mástique tipo "SIKASSWELL-S" ou equivalente.

As tampas deverão ser circulares em ferro fundido da classe D400, com abertura útil de 600mm.

Quando existir desnível entre o coletor de montante e o coletor de jusante da caixa deverá ser instalada queda guiada formada por tê DN 200, curva DN 200 e troço de coletor instalado na vertical, tudo envolvido em betão simples.

A fim de garantir a estanquidade na ligação entre as tubagens e as caixas, as primeiras deverão ser limadas de modo a aumentar a sua rugosidade fixando-se de seguida areia na área respetiva por intermédio de cola adequada.

O seu fundo deverá ser formado por laje, com 0.10m de espessura, de betão armado B25 com malha de aço A400 NR de $\Phi 8$ af. 0.15.

Sobre esta laje deverá ser executada caleira com a pendente média da dos coletores de montante e jusante, sendo a superfície da caleira e restante fundo da caixa, queimada à colher.

Deverão levar degraus revestidos a plástico.

Para esclarecimento das medições destes órgãos importa referir que, no âmbito das folhas de cálculo Excel:

- Existe um **quadro de apoio**, para cada rede, ligado ao quadro designado “Cálculo de Movimento de Terras”, ao qual vai “ler” a profundidade das câmaras de visita;
- Esse **quadro de apoio** está ligado ao quadro identificado por “Câmara de Visita” referente a todas as redes de cada sistema;
- É nesse **quadro de apoio** que constam as características de cada uma das câmaras de visita, designadamente diâmetro, profundidade, existência de câmara de retenção de areias, queda guiada no próprio coletor, sobrelevação, ligação a emissários e queda guiada em ligação a outros coletores.

10.3. Caixas De Inspeção

As caixas de inspeção deverão ser formadas por elementos de betão pré-fabricado com 0.50m x 0.50m de dimensão útil em planta, com juntas devidamente estanques, sendo a estanquidade garantida por aplicação de cordão de mástique tipo “SIKASSWELL-S” ou equivalente.

O seu fundo deverá ser em betão queimado à colher.

A sua tampa deverá ser quadrada, em ferro fundido, com dimensão útil de 0.50m x 0.50m, da classe C250.

10.4. Valas

As valas dos coletores terão a largura de 0,70m, em profundidade até 3,00m e 1,00m em profundidades superiores a 3,00m, conforme determinado do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais.

A almofada de assentamento do coletor terá a altura de 0,15m.

A almofada de envolvimento, terá a altura de 0,50m.

Durante a realização da obra:

- As valas devem ser, sempre que necessário, entivadas bem como os taludes escorados. Será, também, da responsabilidade do Empreiteiro, e não apenas da Fiscalização, decidir

quanto à sua necessidade para permitir o avanço dos trabalhos em segurança e de acordo com as boas práticas de execução,

- Deve ser verificada, previamente, a aptidão de todos os terrenos a utilizar em aterro, sejam estes provenientes das próprias escavações das aberturas de vala, ou de manchas de empréstimo contratadas. Esta verificação deverá ser efetuada através da realização de ensaios laboratoriais sobre amostras representativas dos terrenos a utilizar, nomeadamente, ensaios de caracterização geral de solos (e.g., análise granulométrica, limites de consistência, teor em água natural) e ensaios de compactação Proctor;
- Deve ser feito o controlo de compactação em fase de obra. Esse controlo passará pela realização de ensaios de controlo de compactação "in situ" (e.g., Gamadensímetro). O controlo de compactação deve ser feito por camadas, que não deverão ter uma espessura superior a 20 cm, de modo a garantir uma adequada compactação das mesmas;
- Aquando dos trabalhos de escavação, pode haver a interseção do nível freático e, nesses casos, poderá, eventualmente, ser necessário proceder ao seu rebaixamento.

11. PAVIMENTOS

As valas tipo e as legendas das plantas de pavimentos, fazem referência a todos os tipos de pavimentos previstos nos diversos projetos de saneamento deste Concelho.

Importa no entanto referir que, na generalidade, nem todas as plantas abrangem os diversos tipos de pavimento em causa.

12. ORÇAMENTO

O orçamento do presente projeto importa em 1.904.268,14€ (um milhão novecentos e quatro mil duzentos e sessenta e oito euros e catorze cêntimos).

Figueiró dos Vinhos, fevereiro de 2021

O Eng.º Civil,

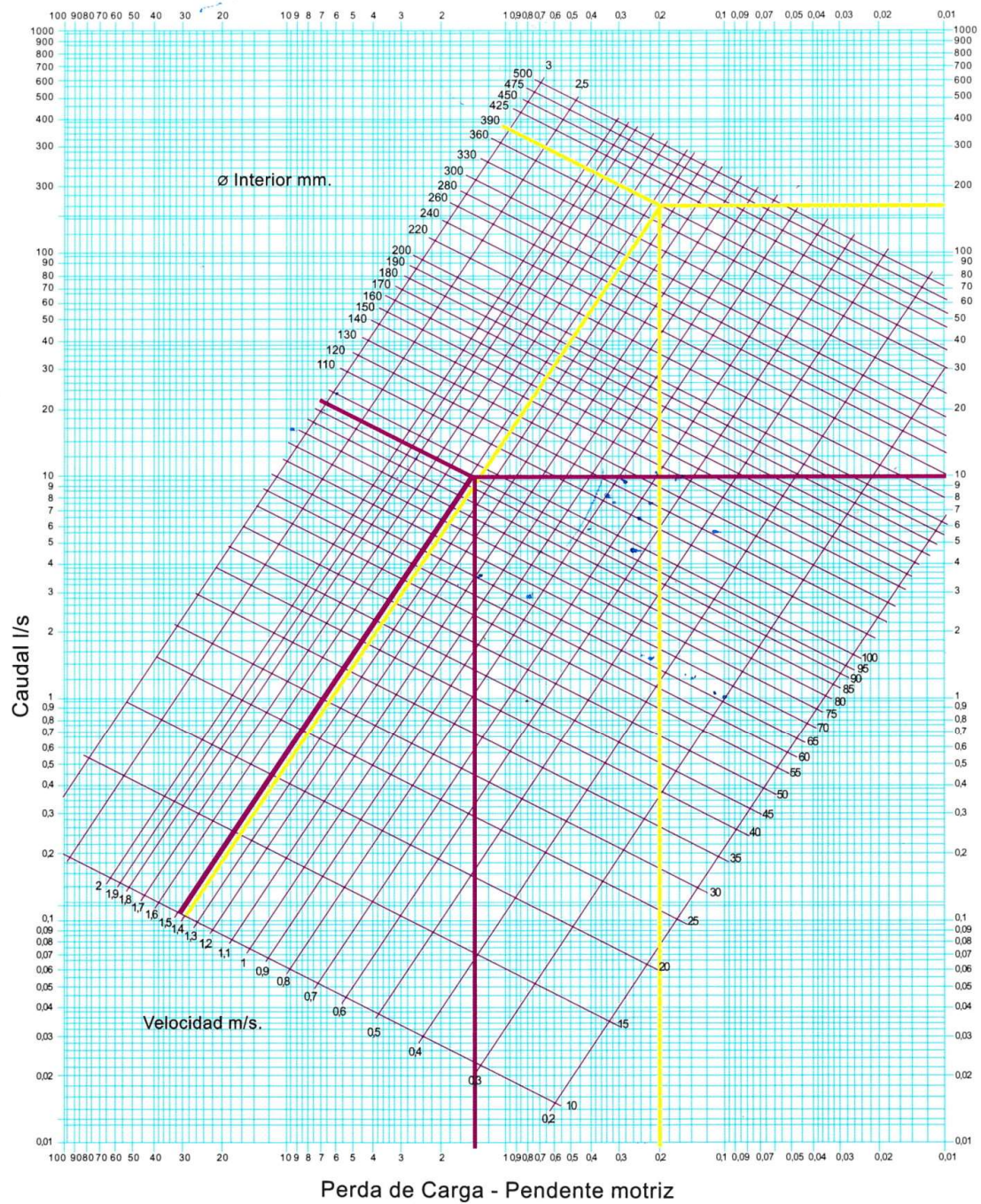
JOÃO PEDRO FRIAS
FREITAS

Assinado de forma digital por JOÃO PEDRO FRIAS FREITAS
DN: c=PT, ou=Camão do Cidadão, ou=Cidadão Português,
ou=Assinatura Qualificada do Cidadão, sn=FRIAS FREITAS,
givenName=JOÃO PEDRO, serialNumber=B050524453, cn=JOÃO
PEDRO FRIAS FREITAS
Dados: 2021.04.06 23:35:23 +01'00'

(João Pedro Frias Freitas)

ANEXO I

ÁBACO DA POLITEJO



QUADRO 1

DIMENSIONAMENTO DE MACIÇOS DE AMARRAÇÃO

Quadro 1 - Calculo de Maciços de Amarração

Diâmetro da conduta	Ângulo das curvas (graus)	Impulso (KN)	Área de encosto		
			Total (m²)	Dimensão linear (m)	
				Horizontal	vertical
110	22,5	5,45	0,05	0,23	0,23
	45	10,07	0,10	0,32	0,32
	90	14,25	0,14	0,38	0,38

QUADRO 2

DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS

REDE DE ÁGUAS RESIDUAIS DOMÉSTICAS DA FREGUESA DE AGUDA

EE1 - EE2

QUADRO 2 - DIMENSIONAMENTO DE LAJES MACIÇAS

LAJE	SECÇÃO	ARMADURA PRINCIPAL					ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	SECÇÃO	ESFORÇO TRANSVERSO RESISTENTE				
		MOMENTO FLETOR DE CÁLCULO Msd (KN m/m)	$\mu = Msd / b \times d^2 \times 1000$	ρ	$Asx = \rho \times b \times d \times 100$ cm²/m	$Asy = \rho \times b \times d \times 100$ cm²/m	As cm²/m		ESFORÇO TRANSVERSO DE CÁLCULO Vsd (KN/m)	Vcd (KN/m)	Vwd (KN/m)	Vrd=Vcd+Vwd (KN/m)	Vrd ≤ 3 x bw x d (KN/m)
Laje vertical Profundidade 1,50	1/2 VÃO	9,63	0,199	0,059	1,298 φ10 af. 0,20		0,2596 φ10 af. 0,30	DIR.	91,77	143		143	880
	DIR.	19,27	0,398	0,119	2,618 φ10 af. 0,20		0,5236 φ10 af. 0,30						
	ESQ.	19,27	0,398	0,119	2,618 φ10 af. 0,20		0,5236 φ10 af. 0,30	ESQ.	91,77	143		143	880
Laje vertical - Profundidade 2,75	1/2 VÃO	12,52	0,259	0,074	1,628 φ10 af. 0,20		0,3256 φ10 af. 0,30	DIR.	119,30	143		143	880
	DIR.	25,06	0,518	0,164	3,608 φ10 af. 0,20		0,7216 φ10 af. 0,30						
	ESQ.	25,06	0,518	0,164	3,608 φ10 af. 0,20		0,7216 φ10 af. 0,30	ESQ.	119,30	143		143	880
Laje horizontal superior	1/2 VÃO	24,75	0,511	0,149	3,278 φ10 af. 0,20	3,278 φ10 af. 0,20	0,6556 φ10 af. 0,30	DIR.	85,63	143		143	880
	DIR.	25,85	0,534	0,164	3,608 φ10 af. 0,20	3,608 φ10 af. 0,20	0,7216 φ10 af. 0,30						
	ESQ.	25,85	0,534	0,164	3,608 φ10 af. 0,20	3,608 φ10 af. 0,20	0,7216 φ10 af. 0,30	ESQ.	85,63	143		143	880
Laje horizontal inferior	1/2 VÃO	7,54	0,156	0,044	0,968 φ10 af. 0,20	0,968 φ10 af. 0,20	0,1936 φ10 af. 0,30	DIR.	71,90	143		143	880
	DIR.	15,1	0,312	0,89	19,58 φ10 af. 0,20	19,58 φ10 af. 0,20	3,916 φ10 af. 0,30						
	ESQ.	15,1	0,312	0,89	19,58 φ10 af. 0,20	19,58 φ10 af. 0,20	3,916 φ10 af. 0,30	ESQ.	71,90	143		143	880