



**Universidade dos Açores**  
**Departamento de Ciências Agrárias**  
**Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água**

**Contribuição para a solução de tratamento de águas  
residuais domésticas da Vila de São Sebastião**

**Diana Raquel Machado Borges**

**Angra do Heroísmo**

**Outubro 2014**



**Universidade dos Açores**  
**Departamento de Ciências Agrárias**  
**Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água**

# **Contribuição para a solução de tratamento de águas residuais domésticas da Vila de São Sebastião**

Dissertação apresentada para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia e Gestão de  
Sistemas de Água conferido pela Universidade dos Açores

O orientador: Prof<sup>ª</sup> Doutora Sílvia Alexandra Bettencourt de Sousa Quadros

O co-orientador: Prof. Doutor José Gabriel do Álamo Meneses

**Diana Raquel Machado Borges**

**Angra do Heroísmo**

**Outubro 2014**



## **Agradecimentos**

À minha orientadora Professora Doutora Sílvia Quadros, pelos seus conselhos, motivação, amizade e disponibilidade que sempre demonstrou, foram essenciais para a concretização deste trabalho, sem a sua ajuda não teria sido possível.

Ao meu co-orientador Professor Doutor José Meneses, que sugeriu o tema e me ajudou com o seu conhecimento, sendo o seu apoio importante na finalização de alguns aspetos do trabalho.

À Diretora Delegada dos Serviços Municipalizados de Angra do Heroísmo, Eng.<sup>a</sup> Maria do Anjo Ekström, cuja colaboração tornou este trabalho possível, disponibilizando alguns recursos necessários durante a sua realização.

A todos os funcionários dos SMAH que me acompanharam no trabalho de campo, fazendo de tudo ao seu alcance para me ajudar a alcançar os meus objetivos.

À minha família e namorado, pelo apoio e compreensão durante o curso de mestrado.

A todos os meus amigos do curso de mestrado pelo companheirismo, pela sua amizade e motivação, pois um curso de mestrado não se resume apenas a um trabalho final.



## Resumo

O tratamento de águas residuais é uma prioridade numa sociedade desenvolvida, no entanto exige um elevado esforço financeiro não só na fase de implementação como também na fase de exploração. Quando os custos de operação e manutenção (O&M) não são devidamente considerados na fase de conceção do sistema, podem inviabilizar o funcionamento das infraestruturas de tratamento de águas residuais.

No início dos anos 80 foi instalada uma Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) para o tratamento das águas residuais urbanas da Vila de São Sebastião, através de um sistema de lamas ativadas com arejamento prolongado. No entanto, esta instalação foi abandonada quando se verificou que era insustentável o tipo de tratamento adotado, não havendo informações relativas à data de abandono.

Esta situação deve ser resolvida o quanto antes, porque a água residual está a ser descarregada nas proximidades de uma zona balnear sem qualquer tipo de tratamento, sendo o objetivo deste trabalho propor uma tecnologia de tratamento de águas residuais viável que possa ser instalada no mesmo local onde está a ETAR desativada.

Sendo a Vila de São Sebastião um pequeno aglomerado populacional em meio rural, considerou-se que uma tecnologia de tratamento natural seria a mais adequada, porque apresentam baixos custos de construção e manutenção mas garantem eficiências de tratamento adequadas.

Tendo em consideração a razão pela qual a ETAR da Vila de São Sebastião foi abandonada, foram avaliadas várias tecnologias de tratamento e chegou-se à conclusão que uma Zona Húmida Construída, antecedida por um tratamento preliminar, seria a melhor opção a adotar para o tratamento das águas residuais urbanas daquele aglomerado.

As Zonas Húmidas Construídas estão atualmente entre as tecnologias mais eficazes para o tratamento de águas residuais, sendo muito competitivas em relação aos sistemas convencionais de tratamento devido às reduzidas necessidades em materiais, energia e meios humanos (Galvão, 2009).

Para elaboração de uma proposta de tratamento foi necessário fazer a caracterização do caudal afluente em termos quantitativos e qualitativos. Desta forma, foram realizadas um conjunto de medições da velocidade do escoamento e altura de água na obra de entrada da ETAR que permitiram o cálculo do caudal através da equação da continuidade, e a partir da recolha de uma amostra composta do caudal afluente, pela



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

instalação de um amostrador automático na obra de entrada, foi possível fazer a sua caracterização físico-química.

Quanto à medição do caudal obteve-se um valor médio diário de 734,14 m<sup>3</sup>, e na caracterização físico-química os resultados foram de 75 mg/l O<sub>2</sub> para CBO<sub>5</sub>, 286 mg/l O<sub>2</sub> para CQO e 185 mg/l para SST.

Foi também realizada uma avaliação da infiltração de água nos coletores da rede de drenagem. Desenvolvendo-se a freguesia de São Sebastião numa caldeira onde o nível freático pode chegar aos 151 m, foram escolhidas as duas caixas de visita que apresentam as cotas de soleira mais baixas desta zona, inclusive abaixo no nível freático máximo. Os dados obtidos a partir da monitorização do nível freático foram inconclusivos, no entanto, por observação das amostras de água residual recolhidas na ETAR de São Sebastião, verificou-se que existe infiltração de água nos coletores da rede de drenagem dada a transparência das amostras recolhidas em horário que não existe produção de caudal doméstico.

Relativamente ao dimensionamento do sistema de tratamento, foram admitidos dois estágios de Zonas Húmidas Construídas, ambos com dimensões de 1 m e 163,57 m, para altura e largura respetivamente. Para o primeiro estágio obteve-se uma área superficial de 1631,24 m<sup>2</sup> e 9,97 m para o comprimento, no segundo estágio a área superficial obtida é de 954,21 m<sup>2</sup> e o comprimento de 5,83 m. O tratamento preliminar consiste em gradeamento, canal de desarenação e canal Parshall, ocupando uma área de cerca de 0,35 m<sup>2</sup>.

Por fim, foi feita a avaliação de custos de investimento para o sistema de tratamento de águas residuais dimensionado, obtendo-se como custos totais de construção um valor de 136 842 €, sendo os custos de operação e manutenção de cerca de 2 000 € por ano.

**Palavras – chave:** água residual, tecnologias de tratamento, caudal, zonas húmidas construídas, custos.



## **Abstract**

Wastewater treatment is a priority in a developed society, however it requires a high financial effort not only in the implementation phase as well as in the exploration phase. When the costs of operation and maintenance (O&M) are not properly considered at the design stage of the system, it can cripple the operation of wastewater treatment infrastructures.

In the early 80 's it was installed a wastewater treatment plant (WWTP) downstream of drainage network of village of São Sebastião, with an activated sludge system with extended aeration, but this facility was abandoned when it was found that the type of treatment adopted there was unsustainable, and there is no information about the date of abandonment.

This situation must be resolved as soon as possible, because the residual water is being discharged in the vicinity of a bathing area without any type of treatment, being the objective of this work propose a wastewater treatment technology feasible that can be installed in the same location where the abandoned WWTP is.

Being the village of São Sebastião a small hamlet, it was considered that a natural treatment technology would be more appropriate, because it presents low construction and maintenance costs but will ensure appropriate treatment efficiencies.

Thinking about the reason why the WWTP of Vila de São Sebastião was abandoned, it were evaluated various treatment technologies and we came to the conclusion that a wetland Built, with a preliminary treatment is the best option to adopt in the situation in question.

Constructed wetlands are currently among the most effective technologies for wastewater treatment, being very competitive in relation to the conventional treatment systems due to reduced requirements in materials, energy and human resources (Galvão, 2009).

For the elaboration of a treatment suggestion it was necessary to make the affluent flow characterization in quantitative and qualitative terms. In this way, were performed a set of measurements of flow velocity and height of water at the site of entry of the WWTP which enabled the calculation of flow through the equation of continuity, and from the collection of a composite sample of the affluent flow, by installing an automatic sampler at the site of entry, it was possible to make their physical and chemical characterization.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

As for the measurement of flow rate, it was obtained an average daily value of 734,14 m<sup>3</sup>, and for physical and chemical characterization the results were of 75 mg/l O<sub>2</sub> for BOD<sub>5</sub>, 286 mg/l O<sub>2</sub> for COD and 185 mg/l for SST.

It was also carried out an evaluation of the infiltration of water in the drainage network collectors. The parish of St. Sebastian develops in a boiler where the water level can reach the 151 m, so were chosen both boxes of visit that feature lower sill quotas in this area, including below the maximum water level. The data derived from the monitoring of the ground water level was inconclusive, however, by observation of residual water samples collected at WWTP of São Sebastião, it was found that there is infiltration of water in the drainage network collectors given the transparency of samples collected in time that there is no production of domestic flow.

With regard to the treatment system sizing, were admitted to two stages of Constructed Wetlands, both with dimensions of 1 m and 163,57 m, for height and width respectively. For the first stage it was obtained a surface area of 1631,24 m<sup>2</sup> and 9,97 m to the length, in the second stage the surface area obtained is 954,21 m<sup>2</sup> and the length of 5,83 m. The preliminary treatment consists of bar screen, grift chamber and Parshall flume, occupying an area of about 0,35 m<sup>2</sup>.

Finally, the evaluation of the investment costs for the wastewater treatment system were scaled, obtaining as the total cost for the construction a value of 136 842 €, being the costs of operation and maintenance about 2 000 € per year.

**Keywords:** wastewater, treatment technologies, flow rate, constructed wetlands, costs.



## Índice do texto

Agradecimentos .....	i
Resumo .....	ii
Índice do texto .....	vi
Lista de abreviaturas .....	xiii
Lista de Símbolos.....	xiv
Capítulo 1 – Introdução.....	1
1.1. Enquadramento do tema .....	1
1.2. Objetivos.....	3
1.3 Estrutura do trabalho .....	3
Capítulo 2- Revisão da Literatura.....	5
2.1. Caracterização Quantitativa e Qualitativa de Águas Residuais .....	5
2.1.1. Água Residual – Aspetos Gerais.....	5
2.1.2. Água Residual Doméstica .....	6
2.1.3. Variação de caudais.....	9
2.2. Serviço de Saneamento de águas residuais urbanas .....	10
2.3. Sistemas de tratamento em pequenos aglomerados.....	16
2.4. Normas legais de descarga de águas residuais .....	20
2.5. Reutilização de água .....	21
Capítulo 3 - Tecnologias de tratamento de águas residuais .....	24
3.1. Tecnologias convencionais de tratamento de águas residuais .....	25
3.1.1. Biomassa suspensa .....	25
3.1.2. Biomassa fixa.....	26
3.1.3. Fossas Sépticas.....	28
3.2. Tecnologias naturais de tratamento de águas residuais .....	28



3.2.1. Tratamento no solo.....	28
3.2.2. Lagunagem .....	33
3.2.3. Zonas húmidas construídas.....	34
Capítulo 4 – Metodologia.....	37
4.1. Determinação do caudal afluente .....	37
4.2. Caracterização do caudal afluente .....	39
4.3. Monitorização do nível freático .....	40
4.4. Dimensionamento do Sistema de Tratamento de Águas Residuais .....	41
4.4.1. Extrapolação da população .....	41
4.4.2. Caudais de projeto.....	42
4.4.3. Câmara de grades .....	43
4.4.4. Medidor de caudal Parshall .....	44
4.4.5. Canal de desarenação .....	48
4.4.6. Zona Húmida Construída.....	49
Capítulo 5 – Caso de estudo .....	51
5.1. Caracterização e localização da área de estudo.....	51
5.2. Projeto da ETAR da Vila de São Sebastião .....	53
Capítulo 6 – Apresentação e discussão de resultados.....	58
6.1. Extrapolação da população .....	58
6.2. Caracterização do caudal afluente .....	58
6.2.1 Medição do caudal afluente .....	59
6.2.2 Caracterização qualitativa do caudal afluente .....	59
6.3. Caudais de projeto .....	61
6.4. Dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais.....	62
6.4.1. Câmara de Grades .....	62
6.4.2. Canal Parshall .....	67



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

6.4.3. Canal de desarenação .....	70
6.4.4. Zona Húmida Construída.....	71
6.5. Avaliação de custos .....	77
6.6. Monitorização do Nível Freático .....	81
Capítulo 7 – Conclusões.....	84
Referências Bibliográficas .....	86
Anexos.....	89



## Índice de Figuras

<b>Figura 1</b> - Diagrama de uma infraestrutura de gestão de água residual (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003). .....	6
<b>Figura 2</b> – Diagrama de consumos horários (adaptado de Santo, 2008).....	9
<b>Figura 3</b> – Variações horárias de caudal para água residual durante um dia (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003). .....	10
<b>Figura 4</b> - Índice de drenagem de águas residuais por município em 2006 (Fonte: INSAAR, 2008). .....	12
<b>Figura 5</b> - Índice de tratamento de águas residuais por município em 2006 (Fonte: INSAAR, 2008). .....	12
<b>Figura 6</b> - Evolução da população servida com drenagem e tratamento de águas residuais (Fonte: Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2010). .....	13
<b>Figura 7</b> - Localização das fossas sépticas comunitárias (FSC) em Portugal no ano de 2007 (Fonte: INSAAR, 2008). .....	18
<b>Figura 8</b> - Localização das estações de tratamento de água residual (ETAR) em Portugal no ano de 2007 (Fonte: INSAAR, 2008).....	18
<b>Figura 9</b> - Esquema de tratamento de um sistema por lamas ativadas (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003). .....	26
<b>Figura 10</b> - Esquema de sistema de tratamento com leito percolador (Fonte: Miguel, 2012). .....	27
<b>Figura 11</b> - Representação esquemática da técnica de infiltração lenta no solo (adaptado de Amaral, 2011). .....	30
<b>Figura 12</b> - Representação esquemática da técnica de infiltração rápida no solo (adaptado de Amaral, 2011). .....	31
<b>Figura 13</b> - Métodos de recuperação da água tratada (adaptado de Amaral, 2011). .....	31
<b>Figura 14</b> - Representação esquemática do sistema por escoamento superficial no solo (adaptado de Amaral, 2011). .....	32
<b>Figura 15</b> – Lagoas de estabilização (Fonte: Garcia, [s.d.].....	33
<b>Figura 16</b> – Zona Húmida Construída (Fonte: Botequilha, 2013).....	35
<b>Figura 17</b> - Representação esquemática de zonas húmidas construídas de escoamento subsuperficial horizontal (adaptado de Vymazal, 2007).....	36



<b>Figura 18</b> - Representação esquemática de zonas húmidas construídas de escoamento subsuperficial vertical (adaptado de Vymazal, 2007).....	36
<b>Figura 19</b> - Secção retangular da obra de entrada da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: Própria).....	38
<b>Figura 20</b> - Medição do tempo de deslocamento de um objeto entre os pontos A e B (Fonte: Própria).....	39
<b>Figura 21</b> - Localização das caixas de visita utilizadas para a monitorização do nível freático (Fonte: SMAH). ....	40
<b>Figura 22</b> - Perfil representativo de uma câmara de grades (Fonte: Própria) .....	44
<b>Figura 23</b> - Planta e perfil de um canal Parshall (Fonte: Lencastre, 1996). ....	47
<b>Figura 24</b> - Perfil representativo de um canal Parshall (adaptado de Incontrol, 2008) .	48
<b>Figura 25</b> - Localização geográfica do arquipélago dos Açores (Fonte: Pimentel, 2006). .....	51
<b>Figura 26</b> - Modelo digital de terreno da ilha Terceira (Fonte: Pimentel, 2006). ....	52
<b>Figura 27</b> - Bacia de drenagem da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: SMAH)...	53
<b>Figura 28</b> - ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: Própria). ....	54
<b>Figura 29</b> - Planta paisagística da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA,1979). ....	55
<b>Figura 30</b> - Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião (Fonte: Própria).....	60
<b>Figura 31</b> - Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião com indicação da hora de recolha (Fonte: Própria). ....	60
<b>Figura 32</b> - Corte transversal de uma zona húmida construída de escoamento horizontal (Fonte: Galvão, 2009). ....	72
<b>Figura 33</b> - Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião (Fonte: Própria).....	82
<b>Figura 34</b> - Perfil longitudinal do coletor principal (Fonte: Própria). ....	83



## Índice de tabelas

<b>Tabela 1</b> - Capitações de água residual em 2006 para as regiões hidrográficas de Portugal Continental e Ilhas (Fonte: INSAAR, 2008). .....	7
<b>Tabela 2</b> - Caudais de água residual típicos provenientes de residências nos Estados Unidos da América (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003). .....	8
<b>Tabela 3</b> – Composição típica de águas residuais domésticas não tratadas para Portugal (Fonte: Miguel, 2012). .....	9
<b>Tabela 4</b> - Nível de cumprimento dos indicadores de qualidade de serviço definidos no PEAASAR II (Fonte: Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2012). .	14
<b>Tabela 5</b> - Requisitos para as descargas das estações de tratamento de águas residuais urbanas (Fonte: Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho).....	20
<b>Tabela 6</b> - Requisitos para as descargas das estações de tratamento de águas residuais urbanas em zonas sensíveis sujeitas a eutrofização (Fonte: Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho).....	21
<b>Tabela 7</b> - Síntese das principais características das soluções de tratamento no solo (Miguel, 2012). .....	32
<b>Tabela 8</b> -Características de medidores de caudal Parshall (Fonte: adaptado de Lencastre, 1996). .....	45
<b>Tabela 9</b> - Dimensões padronizadas de canais Parshall (Fonte: adaptado de Lencastre, 1996). .....	47
<b>Tabela 10</b> - Dados de Dimensionamento da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA, 1979) .....	57
<b>Tabela 11</b> – Composição do afluente à ETAR da Vila de São Sebastião (sem infiltração) (Fonte: DRENA, 1979).....	57
<b>Tabela 12</b> - Concentração e carga orgânica do afluente à ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA, 1979). .....	57
<b>Tabela 13</b> – Valores obtidos para a população no ano de estudo (2014), ano zero (2016) e ano HP (2046) pelos métodos aritmético e geométrico.....	58
<b>Tabela 14</b> - Resultados das medições efetuadas para determinação do caudal afluente à ETAR. ....	59
<b>Tabela 15</b> – Caudais médios e caudais de ponta para o ano de estudo (2014), ano zero (2016) e ano HP (2046).....	61



<b>Tabela 16-</b> Caudais de dimensionamento da câmara de grades. ....	63
<b>Tabela 17 -</b> Quadro resumo das dimensões da câmara de grades.....	67
<b>Tabela 18 -</b> Quadro resumo das dimensões do canal Parshall.....	69
<b>Tabela 19 -</b> Quadro resumo das dimensões do canal de desarenação.....	71
<b>Tabela 20 –</b> Dados de dimensionamento da Zona húmida construída.....	73
<b>Tabela 21 -</b> Características do efluente do 1º estágio.....	74
<b>Tabela 22 -</b> Características do efluente do 2º estágio.....	75
<b>Tabela 23 –</b> Quadro resumo das dimensões da Zona Húmida Construída.....	76
<b>Tabela 24 –</b> Custos previstos para o sistema de tratamento de águas residuais da Vila de São Sebastião.....	80
<b>Tabela 25 –</b> Dados da monitorização do nível freático em coletor da rede de drenagem da Vila de São Sebastião. ....	81



## Lista de abreviaturas

APA – Agência Portuguesa do Ambiente

APRH – Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos

CBO<sub>5</sub> – Carência Bioquímica de Oxigénio a 5 dias

CCDR – Comissão de Coordenação e Desenvolvimento Regional

CQO – Carência Química de Oxigénio

DARU – Diretiva das Águas Residuais Urbanas

e.p. – Equivalente populacional

EG – Entidade gestora

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

INE – Instituto Nacional de Estatística

INSAAR – Inventário Nacional de Sistemas de AA e Águas Residuais

O&M – Operação e Manutenção

PGBH – Plano de Gestão de Bacia Hidrográfica

PEAASAR – Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais

QCA – Quadro Comunitário de Apoio

RASARP – Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal

s.d. – Sem data

SAR – Saneamento de águas residuais

SST – Sólidos Suspensos Totais

TURH – Título de Utilização dos Recursos Hídricos

USEPA – United States Environmental Protection Agency

WWTP - Wastewater Treatment Plant

ZHC – Zona Húmida Construída



## Lista de símbolos

A	Comprimento da secção convergente (mm)
$A_e$	Área transversal ( $m^2$ )
$A_r$	Areia retida ( $m^3$ )
C	Comprimento (m)
$C_f$	Comprimento final (m)
$C_{in}$	Concentração afluyente de $CBO_5$ (mg/l $O_2$ )
$C_{out}$	Concentração efluente de $CBO_5$ (mg/l $O_2$ )
$C_p$	Capitação de água residual ( $m^3/d.hab$ )
d	Declive
D	Diâmetro do coletor
$E_b$	Espaçamento entre barras (mm)
f	Fator de ponta instantâneo
F	Fator de segurança (%)
g	Aceleração da gravidade ( $m/s^2$ )
h	Altura de lâmina líquida (m)
$h'$	Altura de lâmina líquida na garganta (m)
$h_1$	Altura de lâmina líquida na secção 1 (m)
$h_2$	Altura de lâmina líquida na secção 2 (m)
$h_3$	Altura de lâmina líquida na secção 3 (m)
$h_{50}$	Altura de lâmina líquida na secção 2 com 50% grade colmatada (m)
$h_L$	Perda de carga (m)
$h_{L50}$	Perda de carga com 50% grade colmatada (m)
$h_{lt}$	Altura do leito (m)



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

K	Constante
$k_{20}$	Constante de remoção à temperatura de 20°C
$k_a$	Taxa de crescimento do método aritmético
$k_p$	Taxas de crescimento do método geométrico
$k_e$	Coefficiente de expansão
$k_s$	Condutividade hidráulica (m/s)
$k_t$	Constante de remoção à temperatura T
l	Largura de barras (mm)
L	Largura (mm)
$l_g$	Largura da garganta (mm)
$L_m$	Largura do canal a montante da garganta (mm)
$L_u$	Largura útil (m)
$L_T$	Largura total do canal (mm)
M	Comprimento ao início da secção convergente (m)
n	Porosidade do meio de enchimento
P	População (hab)
$P_t$	Estimativa de população (hab)
Q	Caudal escoado ( $m^3/s$ )
$Q_{max}$	Caudal máximo ( $m^3/s$ )
$Q_{med}$	Caudal médio ( $m^3/d$ )
S	Área da secção ( $m^2$ )
$S_1$	Área da secção 1 ( $m^2$ )
$S_2$	Área da secção 2 ( $m^2$ )
$S_3$	Área da secção 3 ( $m^2$ )
s	Largura ao início da secção convergente (mm)



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

$S_a$	Área superficial do leito ( $m^2$ )
$S_u$	Submergência
$T$	Temperatura ( $^{\circ}C$ )
$T_b$	Número total de barras
$T_e$	Número total de espaços
$t$	Tempo (anos)
TRH	Tempo de retenção hidráulico (s)
$u$	Constante
$V$	Velocidade de escoamento (m/s)
$V_1$	Velocidade na secção 1 (m/s)
$V_2$	Velocidade na secção 2 (m/s)
$V_{50}$	Velocidade de atravessamento com 50% grade colmatada (m/s)
$V_3$	Velocidade na secção 3 (m/s)
$V_a$	Variação do alargamento (mm/mm)
$V_{at}$	Velocidade de atravessamento em grade limpa (m/s)
$V_{\text{água residual}}$	Volume de água residual ( $m^3$ )
$V_{\text{areia}}$	Volume de areia ( $m^3$ )
$vh$	Velocidade horizontal (m/s)
$vp$	Velocidade de sedimentação das areias (m/s)
$X$	Custo per capita (€/hab.eq.)
$Y$	População servida (hab.eq.)
$Z_1$	Cota do fundo na secção 1 (m)
$Z_2$	Cota do fundo na secção 2 (m)
$Z_3$	Cota do fundo na secção 3 (m)



## Capítulo 1 – Introdução

### 1.1. Enquadramento do tema

A degradação da qualidade da água está associada a razões de origem natural e a razões de origem antrópica que podem, quer individualmente quer no seu conjunto, inviabilizar os diversos usos da água. Uma das principais fontes de deterioração dos meios hídricos naturais são as descargas de águas residuais domésticas (Oliveira, 2008), incidindo a resolução destes problemas no seu tratamento antes mesmo de serem depositadas nos meios hídricos de modo a diminuir ou anular a quantidade de substâncias que poderão ser prejudiciais (Mendes, 2010).

De forma a solucionar estes problemas de poluição, a Directiva 91/271/CEE foi transposta para o direito nacional através do Decreto-lei nº 152/97, de 15 de Julho, referente à recolha, ao tratamento e à descarga das águas residuais urbanas e ao tratamento e descarga das águas residuais de determinados sectores industriais (Seco, 2008).

Com o “*Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*” verificou-se em Portugal um crescente investimento em sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais, constando do PEAASAR II o objetivo de, até 2013, ser possível servir 90% da população total do país com sistemas de saneamento e águas residuais (Galvão & Matos, 2004). Segundo as projeções, após o PEAASAR I os níveis de atendimento às populações em tratamento de águas residuais situavam-se na ordem dos 80% no final de 2008.

Incluídos nesta taxa de atendimento estão também os sistemas de tratamento em pequenos aglomerados, que apresentam elevada dispersão geográfica mas elevado número de povoações de reduzida dimensão no nosso país (Galvão & Matos, 2004), onde é frequente o recurso a fossas sépticas individuais ou coletivas como sistemas de tratamento de águas residuais, com posterior descarga no meio hídrico recetor ou no solo. Mas este processo revela-se geralmente ineficaz face às exigências legislativas atuais, pondo em causa a qualidade da água muitas vezes utilizada como fonte de abastecimento para consumo humano e para atividades recreativas, entre outras (Seco, 2008).

Esta crescente pressão sobre os fatores ambientais levou à necessidade de melhoramento dos sistemas existentes, obrigando a construção de novas infraestruturas ou reabilitação dos existentes, de forma a proteger os meios recetores, assegurando adequadas condições de saúde pública e bem-estar às populações.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

O recurso a soluções descentralizadas de saneamento deve ser considerado para pequenos aglomerados, não só como forma de reduzir os custos de investimento e O&M associados aos emissários e estações elevatórias, necessários à centralização do tratamento, como também como forma de viabilizar a reutilização de água próxima do local da sua produção. No entanto, verifica-se uma reduzida disponibilidade financeira e de mão-de-obra qualificada para a gestão dos sistemas, sendo estes aspetos serem ainda mais agravados com as elevadas exigências de qualidade na descarga da água residual tratada.

No Decreto-Lei nº 152/97 de 19 de Junho é contemplado o *tratamento apropriado* para populações inferiores a 2000 habitantes, que deveria permitir o ajustamento do grau de tratamento face às características do meio recetor, mas as exigências de tratamento estabelecidas para os efluentes de pequenos aglomerados são na maioria iguais às estabelecidas para os sistemas de maiores dimensões.

Desta forma, o paradigma atual dos sistemas de tratamento de pequenos aglomerados reside em providenciar o mesmo nível de tratamento exigido aos sistemas de maiores dimensões, mas de uma forma viável e sustentável. É necessário evoluir para além dos objetivos de proteção da saúde humana e qualidade dos meios recetores, e promover a minimização de recursos consumidos, a redução do consumo de energia, água e produção de resíduos, permitindo também a reciclagem de nutrientes.

Neste contexto, e tendo em conta as preocupações expostas, antes de se proceder à instalação de qualquer sistema de tratamento é de extrema importância a realização de um estudo para avaliar as várias opções de tecnologias de tratamento disponíveis e as mais adequadas ao aglomerado em questão. Essa escolha deve ser baseada na viabilidade técnica e económica de cada tecnologia e na proteção da qualidade ambiental dos meios hídricos e na preservação da saúde pública.

A Vila de São Sebastião tem rede de drenagem de águas residuais e uma Estação de Tratamento de Águas Residuais que se encontra fora de serviço, devendo ter sido levada ao abandono por não serem suportáveis os custos de exploração e de mão-de-obra, sendo uma situação degradável a que lá se verifica. É preocupante para a saúde pública, como também para a qualidade do meio hídrico recetor, e estando a água residual a correr livremente sem qualquer tratamento nem vigilância, pode muito bem ser usada pelos agricultores nas redondezas para fins inadequados, como para a irrigação de culturas.



Desta forma, é especialmente importante investir na reabilitação de sistemas de saneamento existentes, recorrendo a tecnologias de tratamento e soluções adequadas para cada aglomerado, mas sobretudo investir ao nível do conhecimento detalhado e da gestão integrada dos sistemas, por forma a tirar o máximo partido das respetivas potencialidades e dos recursos investidos.

## **1.2. Objetivos**

Este estudo tem como objetivos propor uma Tecnologia de Tratamento de Águas Residuais viável para a situação existente a jusante da rede de drenagem da Vila de São Sebastião, nomeadamente, a instalação e abandono da Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR) e colocar a possibilidade de reutilização da água nas proximidades do aglomerado em questão.

Para o desenvolvimento deste trabalho foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Caracterização do afluente à ETAR;
- Determinação do caudal afluente à ETAR;
- Dimensionamento de um sistema de tratamento de águas residuais;
- Avaliação de custos do sistema de tratamento dimensionado;
- Monitorização do nível freático, verificando se existe infiltração de água nos coletores da rede de drenagem.

## **1.3 Estrutura do trabalho**

Este estudo desenvolve-se em sete capítulos, constituindo o presente capítulo a introdução, onde estão definidos os objetivos do trabalho, o seu enquadramento e uma breve descrição da sua organização estrutural.

No segundo capítulo é feita a revisão da literatura, que aborda tópicos referentes à caracterização da água residual doméstica, serviço de saneamento de águas residuais, sistemas de tratamento em pequenos aglomerados, normas legais de descarga de águas residuais domésticas e ainda o tópico reutilização de água.

O terceiro capítulo é dedicado às tecnologias de tratamento de águas residuais, nomeadamente tecnologias convencionais e naturais.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

O capítulo 4 é dedicado à metodologia, nomeadamente os métodos de recolha de dados e os métodos de dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais proposto neste trabalho.

No capítulo 5 será apresentado o caso de estudo, que consistirá numa caracterização geral da zona de estudo e num resumo do projeto da ETAR da Vila de São Sebastião.

No capítulo 6 será feita a apresentação e discussão de resultados de todos os objetivos específicos, nomeadamente a caracterização da água residual afluyente e medição do caudal afluyente à ETAR, o dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais para reabilitar a zona onde está instalada a ETAR, a avaliação de custos deste sistema, os resultados referentes à monitorização do nível freático e ainda se apresenta um perfil do coletor onde se fez esta monitorização.

No Capítulo 7 expõem-se as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido realçando os factos que possuam mais interesse.



## **Capítulo 2- Revisão da Literatura**

### **2.1. Caracterização Quantitativa e Qualitativa de Águas Residuais**

#### **2.1.1. Água Residual – Aspetos Gerais**

As águas residuais são todas as águas que são rejeitadas como resultado de uma utilização diária para diversos fins, existindo vários tipos e sendo a sua distinção feita dependendo da origem. Portanto existem águas residuais domésticas, industriais e pluviais.

As águas residuais domésticas caracterizam-se por conterem quantidades significativas de matéria orgânica facilmente biodegradável, as águas residuais industriais podem possuir um grande variedade de compostos dependendo do tipo de processamento industrial e as águas residuais pluviais resultam do escoamento superficial originado pela precipitação e normalmente contêm uma carga poluente inferior às duas anteriores, principalmente a nível de matéria orgânica (Santo, 2008).

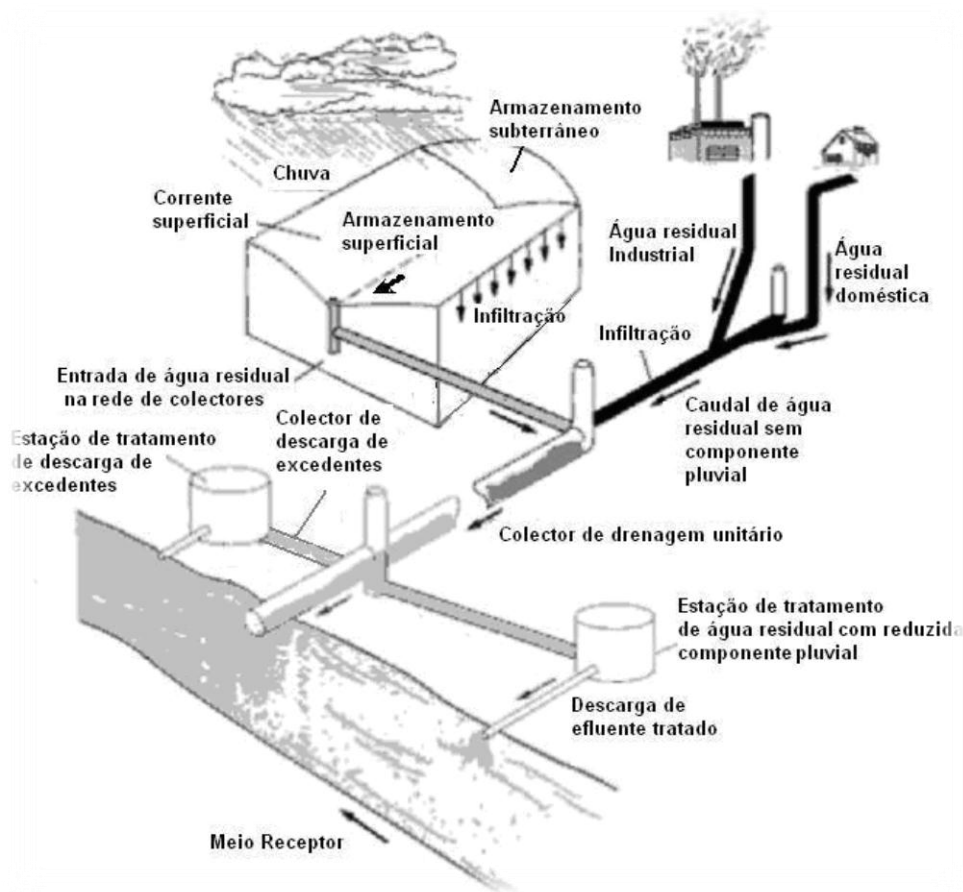
Também pode existir água nos sistemas de drenagem que não é diretamente proveniente das três origens explicitadas acima, que aflui aos coletores por diversos modos de infiltração (Metcalf & Eddy, 2003; citado em Santo, 2008).

Em relação ao transporte das águas residuais, este é realizado por um sistema de drenagem composto por uma rede de coletores, podendo ser separativos, unitários, mistos ou pseudo-separativos, consoante o tipo de água residual transportado. Segundo o Decreto Regulamentar nº 23/95 de 23 de Agosto, os sistemas unitários caracterizam-se por uma rede única de coletores, os sistemas separativos pela existência de duas redes de coletores independentes, uma destinada ao transporte de águas residuais domésticas e industriais e outra à drenagem das águas pluviais, sendo os sistemas mistos uma conjugação dos dois tipos anteriores e os sistemas pseudo-separativos admitem, em situações de exceção, ligações de águas residuais pluviais ao coletores de águas residuais domésticas (Santo, 2008).

A importância da drenagem e tratamento da água residual está relacionada com os impactos que uma água residual não tratada pode provocar na saúde pública e no meio ambiente, nomeadamente o cheiro desagradável proveniente da decomposição de matéria orgânica, a existência de microrganismos patogénicos que podem originar problemas de saúde pública, a matéria orgânica presente na água residual que conduz à carência de

oxigénio do meio recetor e ainda aos nutrientes existentes na água residual que podem conter compostos tóxicos, mutagénicos ou carcinogénicos (Metcalf & Eddy, 2003; citado em Santo, 2008).

Na Figura 1 pode-se observar um diagrama que representa a disposição de uma rede de drenagem e estações de tratamento para uma situação de gestão de água residual.



**Figura 1** - Diagrama de uma infraestrutura de gestão de água residual (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003).

### 2.1.2. Água Residual Doméstica

A água residual doméstica é das mais relevantes para o saneamento básico em sistemas de drenagem mistos ou unitários que recebam águas residuais de vários tipos, constituindo os seus caudais uma das mais importantes parcelas do caudal total no que diz respeito à qualidade (Butler *et al*, 1995; citado em Santo, 2008), sendo o conhecimento



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

das características deste tipo de água residual de grande interesse, especialmente devido à sua natureza intermitente que pode variar muito em volume e grau de poluição como consequência da sua origem em utilizações individuais (EPA, 1980; citado em Santo, 2008).

Existem várias formas de se obter caudais de água residual, através da sua medição direta, recorrendo a registos de consumo de água e estimar os caudais de água residual derivados desse consumo, ou por extrapolação a partir de registos que possam existir da população em questão ou de comunidades semelhantes (Butler *et al*, 1995; citado em Santo, 2008).

Em relação à produção de caudais, a capitação de água residual representa a quantidade de água residual produzida por uma pessoa num dado período de tempo (geralmente um dia). Este valor é diferente entre países ou comunidades, porque os hábitos das populações não são todos iguais. Na Tabela 1 podem-se observar capitações de água residual doméstica para as regiões hidrográficas de Portugal Continental e Ilhas.

**Tabela 1** - Capitações de água residual em 2006 para as regiões hidrográficas de Portugal Continental e Ilhas (Fonte: INSAAR, 2008).

Região Hidrográfica	Capitação (l/hab.dia)
Minho e Lima	117
Cávado, Ave e Leça	107
Vouga, Mondego, Lis e Ribeiros do Oeste	125
Tejo	127
Sado e Mira	139
Guadiana	129
Douro	115
Ribeiras do Algarve	238
Açores	126
Madeira	180
Continente	126



Os caudais de água residual em áreas residenciais são determinados em função da produção média por habitante por dia, e pelo número de pessoas. Há diversos fatores a considerar nos fluxos de água residual, nomeadamente a quantidade e qualidade do abastecimento de água, sistemas de coletores e características económicas e sociais da população, entre outros fatores. Na tabela 2 apresenta-se as quantidades médias de água residual produzida por pessoa numa habitação, para diferentes quantidades de moradores.

**Tabela 2** - Caudais de água residual típicos provenientes de residências nos Estados Unidos da América (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003).

Nº de pessoas na residência	Caudal (l/hab.dia)
1	365
2	288
3	250
4	200
5	193
6	189
7	182
8	174

A composição de uma água residual varia consoante um amplo conjunto de fatores, os quais incluem especificidades do sistema de drenagem e regimes de afluência (caudais e flutuações) e propriedades físicas, químicas e biológicas. Estas propriedades variam muito consoante a sua origem, dimensão do aglomerado, localização geográfica, entre outros, sendo fundamental o seu conhecimento detalhado tendo em vista a eficiência do processo de tratamento e a posterior descarga no meio recetor (Ariscrisnã, 2012). Na tabela 3 apresenta-se a composição típica de água residuais domésticas não tratadas para Portugal.

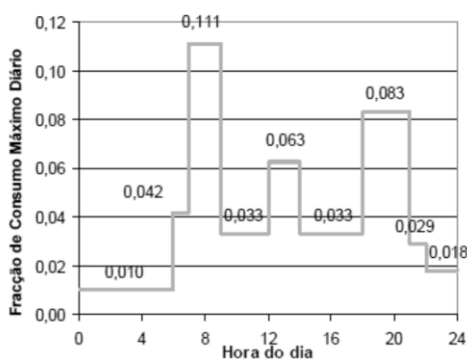


**Tabela 3** – Composição típica de águas residuais domésticas não tratadas para Portugal (Fonte: Miguel, 2012).

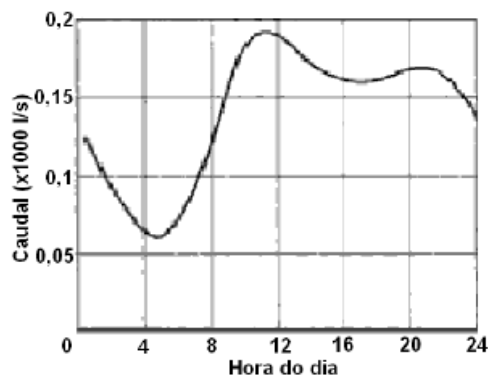
Parâmetro	Intervalo de variação	Valor Típico
Sólidos Totais (ST)	980-60	715 mg/L
Sólidos Dissolvidos Totais (SDT)	210-720	550 mg/L
Sólidos Suspensos Totais (SST)	90-430	190 mg/L
CQO	746-1946	608 mg/L O <sub>2</sub>
CBO <sub>5</sub>	444-1338	290 mg/L O <sub>2</sub>
Azoto Total (N-tot)	53-88	60 mg/L N
Nitratos (N-NO <sub>3</sub> )	Vestígios – 3,3	0,5 mg/L NO <sub>3</sub>
Nitritos (N-NO <sub>2</sub> )	Vestígios – 1,31	0,19 mg/L NO <sub>2</sub>
Fósforo Total (P-tot)	3,5-13	8,5 mg/L P
Cloretos	120-136	128 mg/L
Sulfatos	42-75	47 mg/L
Óleos e gorduras	39-475	115 mg/L

### 2.1.3. Variação de caudais

O comportamento hidráulico da água residual é variável ao longo do dia, entre os dias da semana e também entre as estações do ano. Estando os caudais de água residual doméstica relacionados com o consumo de água, na figura 2 apresenta-se um diagrama de consumos horários e na figura 3 a variação característica do caudal de água residual durante um dia.



**Figura 2** – Diagrama de consumos horários (adaptado de Santo, 2008).



**Figura 3** – Variações horárias de caudal para água residual durante um dia (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003).

Pelas figuras 2 e 3 pode-se observar os períodos do dia em que existe mais consumo de água e consequente produção de água residual doméstica, coincidindo com as fases do dia em que as pessoas procedem à confeção das principais refeições do dia e à sua higiene diária.

Em grandes cidades as variações entre os caudais máximos e mínimos de água residual são menores, devido ao armazenamento nos sistemas de coletores de grandes localidades que funcionam como equalizadores de caudal e também ao facto da diversidade de atividades no decorrer do dia, o que não acontece em aglomerados mais pequenos (Jordão & Pessoa, 2005; Metcalf & Eddy, 2003, citados em Santo, 2008).

## 2.2. Serviço de Saneamento de águas residuais urbanas

As Autarquias deste o início do século passado detiveram as competências nas áreas do Saneamento Básico, sendo isso feito através de um regime, muito pouco clarificado, de compartições do Estado. Este regime foi mantido depois de 1974 e só evoluiu com a publicação da Lei das Finanças Locais em 1979 (Oliveira, 2013).

A partir desta data houve uma grande entrada de dinheiro para o sector, onde foi visível e importante o papel das Autarquias na melhoria dos índices de serviço de infraestruturas de Saneamento Básico. No entanto, apesar de terem sido muitos os investimentos feitos nesta área, em muitos casos o seu aproveitamento foi muito deficiente, bastando analisar o que se passou com a operação e manutenção de algumas infraestruturas, nomeadamente as estações de tratamento de águas residuais (ETAR). Isto



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

deveu-se por uma gestão ineficiente, por falta de técnicos devidamente habilitados e por falta de sensibilidade e empenho de muitos responsáveis (Oliveira, 2013).

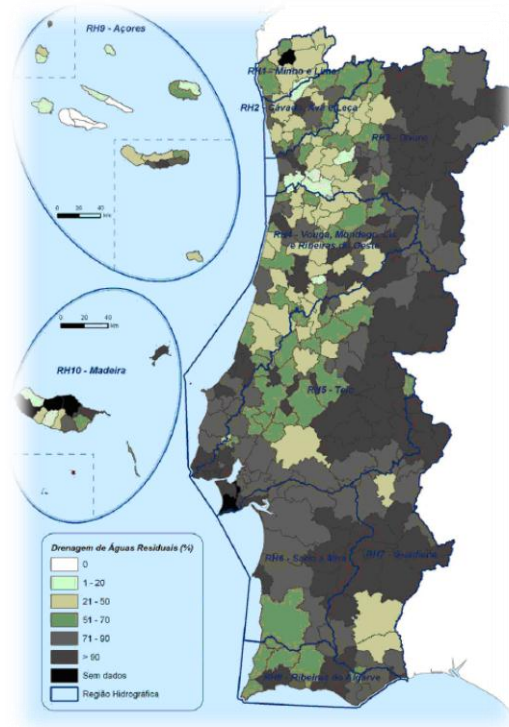
Em 1994 foi atingido um nível de atendimento de 31% no tratamento de águas residuais e 61% na recolha de águas residuais (Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2007).

No período de 1994-1999 houve uma entrada de verbas comunitárias (II QCA), permitindo ao sector um dos maiores investimentos feitos (Oliveira, 2013), atingindo a recolha de águas residuais um nível de cobertura de 64% e o tratamento de águas residuais 42% no ano de 1998 (Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2007). No entanto a avaliação feita em 1999 ainda revelava grandes problemas, mantendo-se o deficiente funcionamento de muitas ETAR's, muitas soluções de tratamento eram desadequadas aos objetivos de qualidade do meio recetor e mantinha-se um défice de pessoal especializado na operação e manutenção dos sistemas (Oliveira, 2013).

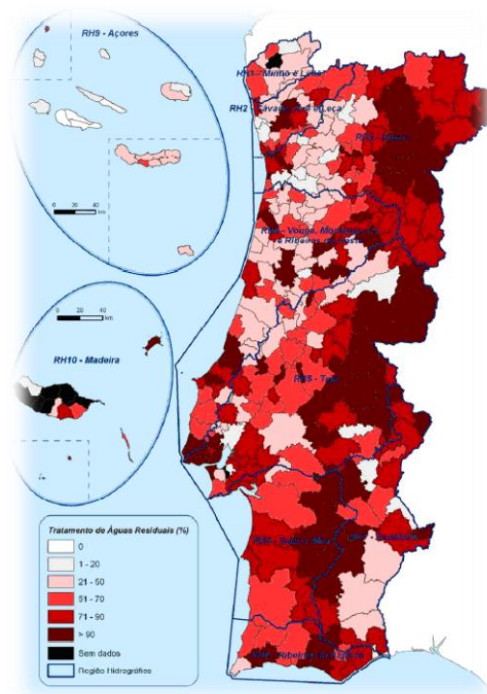
Em 1999, inicia-se a elaboração do Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (PEAASAR 2000-2006), que estabeleceu as grandes linhas de orientação estratégica, os pressupostos de base, os objetivos e as prioridades operacionais para o período 2000-2006, no sentido de assegurar a adequada utilização dos fundos comunitários disponíveis no QCA III para o sector na resposta a esses desafios.

Um dos objetivos para o país neste período era servir cerca de 90% da população total com sistemas públicos de SAR urbanas, sendo que em cada sistema integrado de saneamento o nível de atendimento desejável deveria ser de pelo menos 70% da população abrangida, No entanto as taxas previstas não foram atingidas no prazo previsto, apresentando os níveis de cobertura de recolha e tratamento de águas residuais em 2006 valores de 77% e 72% respetivamente (Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, 2007).

Nas figuras 4 e 5 estão representados os índices de drenagem e tratamento de águas residuais para cada concelho de Portugal no ano de 2006.



**Figura 4** - Índice de drenagem de águas residuais por município em 2006 (Fonte: INSAAR, 2008).

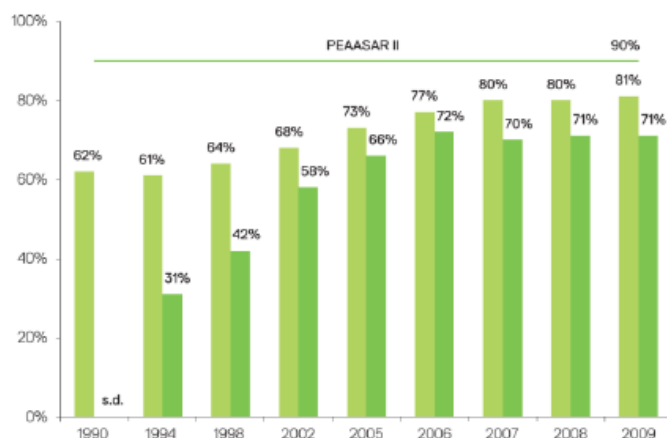


**Figura 5** - Índice de tratamento de águas residuais por município em 2006 (Fonte: INSAAR, 2008).



Findo o período de vigência do PEAASAR, verificou-se a existência ainda de muitos problemas a serem resolvidos, sendo a elaboração de uma nova estratégia, o PEAASAR II (2007-2013) fulcral na definição e consequente clarificação do sector da água em Portugal. Este novo plano manteve um dos objetivos do PEAASAR (2000-2006), abordado anteriormente, no entanto este objetivo não foi atingido segundo o diagnóstico da situação atual da nova estratégia setorial para 2014-2020, o PENSAAR (Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2014).

Na figura 6 apresenta-se a evolução da população servida com sistema de drenagem e tratamento de águas residuais desde 1990 até 2009.



**Figura 6** - Evolução da população servida com drenagem e tratamento de águas residuais (Fonte: Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2010).

Os resultados do diagnóstico da situação atual levam assim a um novo paradigma que norteou as fases seguintes do PENSAAR 2020, baseado numa estratégia menos centrada na realização de infraestruturas para aumento da cobertura e focalizando-se mais na gestão dos ativos, seu funcionamento e na qualidade dos serviços prestados com uma sustentabilidade abrangente.

A população ainda não servida por SAR está na sua maioria localizada em regiões de baixa densidade populacional, com pequenos aglomerados urbanos ou servidos por EG de pequena dimensão, em que o custo unitário de um serviço público em rede é superior à média nacional e uma capacidade financeira da população insuficiente para assegurar a recuperação desses custos. É, por isso, opinião generalizada que o objetivo



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

traçado para o SAR pelos planos anteriores terá sido ambicioso e não sustentável do ponto de vista económico, não devendo constituir no futuro um objetivo em si.

O atendimento com sistemas públicos poderá aumentar indiretamente através de outros objetivos, como por exemplo, o cumprimento do normativo e a melhoria da qualidade das massas de água, devendo contar com soluções técnicas individuais adequadas ou de baixo custo em zonas com uma densidade populacional muito baixa e que tornem os investimentos economicamente e socialmente sustentáveis (PENSAAR, 2014).

Na tabela 4 apresenta-se o nível de cumprimentos dos indicadores de qualidade de serviço definidos no PEAASAR II, presentes na versão preliminar do PENSAAR 2020.

**Tabela 4** - Nível de cumprimento dos indicadores de qualidade de serviço definidos no PEAASAR II (Fonte: Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2012).

<b>Indicador</b>	<b>Meta</b>	<b>Situação 2011</b>
<b>Atendimento</b> – percentagem do nº de alojamentos servidos por sistema público de SAR.	≥ 90%	81%
<b>Qualidade da Água</b> – percentagem da população equivalente servida por sistema público de SAR que asseguram o cumprimento da legislação em termos de descarga de acordo com a respetiva licença.	≥80%	89%
<b>Sustentabilidade</b> – Percentagem de utilização de águas residuais tratadas.	≥10%	0,1%
<b>Eficiência + Sustentabilidade</b> – Percentagem de águas pluviais e de infiltração afluentes aos sistemas de drenagem.	≤20%	≥40%

Passando aos objetivos operacionais presentes na versão preliminar do PENSAAR 2020, é de carácter prioritário o cumprimento do normativo, ou seja, a resolução de incumprimentos da Diretiva de águas residuais urbanas (DARU), decorrendo o problema atual de atrasos verificados no período 2007 – 2013. Todas as situações identificadas dizem respeito ao incumprimento dos artigos 4º e 5º, nomeadamente garantir que as águas



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

residuais urbanas lançadas nos sistemas coletores são sujeitas, antes da descarga, a um tratamento secundário ou equivalente ou mais rigoroso que este, respetivamente. Para além dos casos já identificados, a entidade licenciadora (APA) poderá identificar outros que, comprovadamente, passem a concorrer para o incumprimento da DARU.

Será feita também uma revisão das zonas sensíveis, podendo conduzir a um aumento das áreas designadas, e igualmente implicar investimentos futuros para aumentar o nível de tratamento das águas residuais, que a não serem feitos passarão a constituir incumprimentos da DARU.

Poderão existir efetivamente outros problemas de incumprimento da legislação nacional, identificados pela APA, como sejam aglomerados, em princípio com menos de 2000 e.p., cujos efluentes são coletados mas ainda não servidos por ETAR ou já servidos por ETAR mas cujo tratamento não garante o cumprimento do TURH para descarga de águas, aos quais poderá propor-se uma das seguintes soluções:

- Construir as infraestruturas de ligação quando exista, a uma distância aceitável da mencionada rede de drenagem, uma ETAR com capacidade disponível para receber o volume de águas residuais e a carga poluente adicional;
- Construir uma ETAR para tratamento das águas residuais da rede de drenagem em causa quando não seja possível a ligação a uma rede de drenagem existente;
- Remodelar a ETAR e/ou a rede de drenagem com vista ao cumprimento do TURH para descarga de águas residuais.

Outro objetivo operacional é o aumento da acessibilidade física ao serviço do saneamento de águas residuais, sendo necessário contemplar as situações em que aglomerados não têm serviço público de SAR a fim de assegurar um acesso universal ao saneamento através de soluções adequadas, em conformidade com as exigências em matéria de direitos humanos.

É de extrema importância acautelar a sustentabilidade económico-financeira e assegurar a sua utilização por parte das populações. Assim, a construção de redes públicas de saneamento e de ETAR para garantir o tratamento adequado das águas residuais, deverá basear-se em cenários de procura e de viabilidade económica, que definam a necessidade, o interesse e a adesão por parte dos utilizadores de modo a garantir a sua sustentabilidade.



Em casos em que os estudos de viabilidade económica concluíam que a construção de redes coletivas públicas não é a melhor solução, podem-se adotar, por exemplo, sistemas simplificados coletivos (por exemplo, leitos de macrófitas ou microssistemas de tratamento de 50 a 5000 habitantes equivalentes) de menor custo.

Um dos objetivos operacionais diz respeito à valorização de recursos e subprodutos, constituindo as águas residuais tratadas um recurso endógeno do setor, compatível com um conjunto de usos. No entanto, a reutilização de água residual tratada carece de estudos de viabilidade e de risco, que deverão ter em conta que a procura é tanto maior quanto mais acentuada for a escassez de água e a ausência ou custo de outras alternativas.

A reutilização poderá ser considerada como uma origem de água na gestão integrada dos recursos hídricos e, eventualmente, contemplada nos PGBH mas a sua relevância e peso dependerão do seu custo e valor económico em comparação com as outras origens, superficiais, subterrâneas ou do mar (Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos, 2014).

### **2.3. Sistemas de tratamento em pequenos aglomerados**

Em Portugal, cerca de 70% das Estações de Tratamento de Águas Residuais previstas no PEAASAR iriam servir pequenas comunidades, com um equivalente populacional inferior a 2000 habitantes (Matos *et al*, 2002; citado em Galvão & Matos, 2004). Em aglomerados de pequena ou muito pequena dimensão (população <200 habitantes) e afastados entre si, não se torna economicamente viável nem sustentável a construção e manutenção de sistemas centralizados e de saneamento de águas residuais (Galvão & Matos, 2004).

Existem vários aspetos a ter em conta nestes sistemas de tratamento em pequenos aglomerados, com impacto no comportamento hidráulico e ambiental dos mesmos, destacando-se:

- Variabilidade da afluência de caudais e de cargas orgânicas às ETAR – a afluência de caudais pode ser nula nos períodos noturnos e exceder, nos períodos de maior afluência, fatores superiores a 10 em relação ao caudal médio;
- Inexistência de recursos económicos e humanos compatíveis com as exigências ao nível do controlo das operações e processos de tratamento mais sofisticados;



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

- As descargas de águas residuais tratadas em pequenos aglomerados têm que obedecer a exigentes requisitos.

Os limites de descarga de águas residuais urbanas sujeitas a tratamento secundário são determinados pelo Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho, contendo também o conceito de tratamento apropriado para sistemas de tratamento de águas residuais em pequenas populações, que é definido como o “tratamento das águas residuais urbanas por qualquer processo e/ou por qualquer sistema de eliminação que, após a descarga, permita que as águas recetoras satisfaçam os objetivos que se lhes aplicam”.

Apesar deste conceito, a entidade licenciadora (CCDR) exige que em pequenos aglomerados os limites de descarga de águas residuais para populações superiores a 2000 habitantes equivalentes sejam respeitados (Santo, 2008).

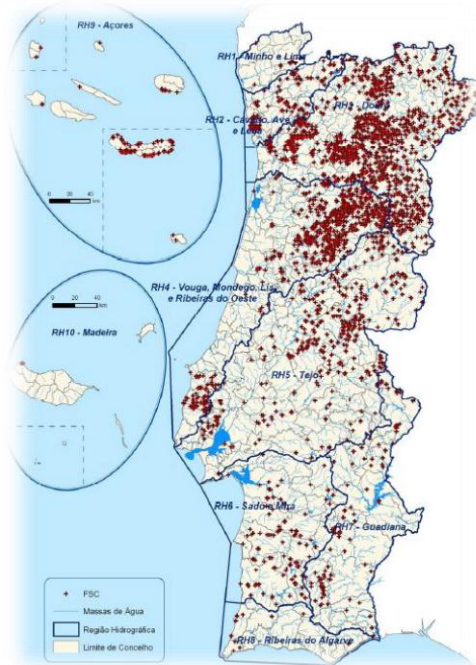
Esta exigência, por motivos de proteção ambiental, leva a que pequenos aglomerados tenham que garantir níveis de tratamento iguais aos centros urbanos, no entanto os sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais dos pequenos aglomerados não beneficiam das economias de escala que se verificam em grandes sistemas, pelo que os custos *per capita* são significativamente superiores aos de aglomerados de maior dimensão (Metcalf & Eddy, 1991; citado em Galvão & Matos, 2004), constituindo um desafio atingir este objetivo com recurso a orçamentos reduzidos e de uma forma sustentável (Galvão & Matos, 2004).

Desta forma, as soluções de tratamento de águas residuais sustentáveis para pequenos aglomerados devem envolver a utilização de tecnologias de baixo custo de construção e manutenção, mas garantindo eficiências de tratamento adequadas para ser possível respeitar os valores dos parâmetros de descarga em meio hídrico recetor.

É frequente encontrar-se fossas sépticas como solução de tratamento em muitas comunidades pequenas, não só individuais como comunitárias. Segundo o INSAAR (2008) em 2006 cerca de 6% da população servida por sistemas de tratamento de água residual em Portugal Continental encontrava-se servida por fossas sépticas comunitárias, enquanto nos Açores e Madeira este valor era de, respetivamente, 43,4% e 0.3 %.

Na figura 7 e 8 apresenta-se, respetivamente, a localização de fossas sépticas e estações de tratamento de águas residuais no território português. As infraestruturas apresentadas correspondem ao INSAAR relativo ao ano de 2007, mas deve ser tido em

conta que atualmente o número real de infraestruturas em operação deve ser muito superior ao representado, graças às medidas preconizadas pelo PEAASAR que levaram à construção de um elevado número de ETAR nos últimos anos (Santo, 2008).



**Figura 7** - Localização das fossas sépticas comunitárias (FSC) em Portugal no ano de 2007 (Fonte: INSAAR, 2008).



**Figura 8** - Localização das estações de tratamento de água residual (ETAR) em Portugal no ano de 2007 (Fonte: INSAAR, 2008).



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

É muito comum as ETAR de pequenos aglomerados apresentarem como sistema de tratamento, para além das fossas sépticas, o tanque Imhoff, devido ao facto de não necessitarem de mão-de-obra especializada para O&M. Esta tecnologia é utilizada como tratamento primário, sendo geralmente seguida de tratamento biológico por leitos percoladores de baixa ou média carga.

A instalação de estações de tratamento pré-fabricadas, denominadas de “ETAR compactas”, são atualmente uma alternativa às ETAR convencionais, sendo possivelmente o sistema de tratamento mais aplicado em Portugal, ao nível das ETAR compactas, a tecnologia de discos biológicos. Existem no entanto outros sistemas de tratamento com tecnologias de tratamento alternativas, como as lamas ativadas na variante de arejamento prolongado, reator em êmbolo ou a estabilização por contacto.

As ETAR convencionais apresentam algumas vantagens relevantes, são de maior facilidade de adaptação à área local disponível, às características específicas da água residual a tratar como também ao facto de a operação e manutenção não depender de fornecedores de um equipamento específico, no entanto são as que apresentam custos de construção menos atrativos. As tecnologias de tratamento mais utilizadas em ETAR convencionais para pequenos aglomerados são os leitos percoladores, tanques de arejamento (lamas ativadas na variante de arejamento prolongado), e lagoas facultativas ou de arejamento.

Tem-se vindo a observar nas últimas décadas uma crescente utilização dos sistemas de zonas húmidas construídas para o tratamento biológico de águas residuais (Harbel, 2003; citado em Galvão & Matos, 2004).

As zonas húmidas construídas promovem o tratamento biológico das águas residuais através de processos naturais, característicos das zonas húmidas naturais, que ocorrem na vegetação, no solo e nos microrganismos associados. Para além de constituírem uma mais-valia adicional ao tratamento de águas residuais, esta tecnologia apresenta ainda como vantagem trazer “habitats” a pequenos animais característicos de zonas húmidas, beneficiando a área envolvente do ponto de vista estético e visual (Galvão & Matos, 2004).



## 2.4. Normas legais de descarga de águas residuais

No domínio legal português são dois os Decretos-Lei que são mais pertinentes na proteção dos meios hídricos que incidem sobre a descarga de águas residuais, designadamente:

- Decreto-Lei nº 152/97, de 19 de Junho, que transpõe a Diretiva 91/270/CEE do Conselho, de 21 de Maio de 1991, referente à recolha, tratamento e descarga de águas residuais urbanas no meio aquático;
- Decreto-Lei nº 236/98, de 1 de Agosto, que estabelece normas, critérios e objetivos de qualidade com a finalidade de proteger o meio aquático e melhorar a qualidade das águas em função dos seus principais usos, transpondo várias diretivas do conselho.

Tal como já foi referido anteriormente, os limites de descarga de águas residuais urbanas são determinados pelo Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho, apresentando-se nas tabelas 5 e 6 os requisitos para as descargas das estações de tratamento de águas residuais urbanas.

**Tabela 5** - Requisitos para as descargas das estações de tratamento de águas residuais urbanas (Fonte: Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho).

<b>Parâmetros</b>	<b>Concentração</b>	<b>Percentagem mínima de redução</b>
Carência bioquímica de oxigénio (CBO <sub>5</sub> a 20°C) sem nitrificação	25 mg/l O <sub>2</sub>	70-90
Carência química de oxigénio (CQO)	125 mg/l O <sub>2</sub>	75
Total de partículas sólidas em suspensão	35 mg/l	90



**Tabela 6** - Requisitos para as descargas das estações de tratamento de águas residuais urbanas em zonas sensíveis sujeitas a eutrofização (Fonte: Decreto-Lei nº152/97 de 19 de Junho).

Parâmetros	Concentração	Percentagem mínima de redução
Fósforo total	2 mg/l P (10 000 – 100 000 e.p.)	80
	1 mg/l (mais de 100 000 e.p.)	
Azoto total	15 mg/l N (10 000 – 100 000 e.p.)	70-80
	10 mg/l (mais de 100 000 e.p.)	

## 2.5. Reutilização de água

A reutilização da água residual tratada provém da necessidade de dar resposta à escassez de água a nível mundial, permitindo a recuperação de recursos fundamentais para as plantas, tal como a água e os nutrientes, e evitando a poluição dos meios recetores por se reduzir as descargas de águas residuais.

Portugal é um país com inúmeras áreas agrícolas e espaços verdes, sendo a reutilização destas águas sem dúvida um benefício para a rega de zonas onde a falta de água é mais significativa (Cordeiro, 2012). A utilização de águas residuais atualmente é uma atividade vulgar, principalmente na agricultura e na rega de espaços verdes (Beltrão, 2002; citado em Cordeiro, 2012), mas quanto maior for a escassez de recursos hídricos no mundo esta tendência será ultrapassada, passando a recorrer a águas residuais tratadas noutras aplicações (Cordeiro, 2012).

Pode assim afirmar-se que a reutilização de águas residuais apresenta duas vertentes essenciais (Asano, 2001; citado em Cordeiro 2012): a económica, uma vez que disponibiliza recursos de forma lucrativa (Beltrão, 2002; citado em Cordeiro 2012) e a ambiental, reduzindo as descargas nos meios recetores, evitando assim a poluição dos mesmos (Cordeiro, 2002).

As principais aplicações da água residual tratadas são em áreas agrícolas, espaços verdes, indústria, recarga de aquíferos, utilizações recreativas e ambientais e utilizações urbanas não potáveis.



A agricultura apresenta grandes consumos de água, no entanto, de forma a diminuir estes consumos, tem-se tomado medidas alternativas tais como, a utilização de águas residuais tratadas na rega das culturas, apresentando-se assim, hoje em dia, como o sector, a nível mundial, que utiliza a maior quantidade de efluentes tratados.

A água residual tratada é considerada uma fonte de nutrientes muito importantes, e para além de reduzir os custos com água potável, reduz a aplicação de fertilizantes, com a consequente redução de custos. No entanto a qualidade das águas residuais tratadas neste sector é bastante exigente, uma vez que deverá satisfazer requisitos agronómicos e de saúde pública (Asano, 2001; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010; citados em Cordeiro, 2012).

Em Portugal existe cada vez mais interesse em reutilizar águas residuais na rega de campos de golfe, por apresentarem elevados consumos de águas. A utilização de águas residuais, convenientemente tratadas, na rega de espaços verdes, é uma vantagem competitiva a nível técnico-económico, além de ser uma opção ambientalmente recomendável (Asano, 1998; Pereira, 2009; citados em Cordeiro, 2012).

No que diz respeito à indústria, a utilização do efluente tratado em partes específicas do processo industrial pode obrigar a um tratamento adicional, para além do tratamento que a água residual já sofreu de forma convencional, sendo os padrões de qualidade exigidos para a reutilização de águas residuais neste sector específicos para cada tipo de indústria.

A utilização de águas residuais tratadas na recarga de aquíferos pode resolver problemas de esgotamento de água potável, porque a reposição de água subterrânea é um processo que ocorre muito lentamente, ocorrendo a sua exploração e consumo de forma cada vez mais acelerada relativamente à taxa de reposição (Cordeiro, 2012).

A reutilização de águas residuais em utilizações recreativas e ambientais consiste na reutilização de águas em massas de água naturais ou artificiais, tendo como finalidade a alimentação de lagos e lagoas para a prática de atividades recreativas, e ainda a conservação ou reabilitação de zonas húmidas naturais ou artificiais, permitindo assim, a preservação e desenvolvimento de habitats (Asano, 2001; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010; citados em Cordeiro, 2012).

A qualidade da água residual tratada exigida neste tipo de aplicação depende fundamentalmente da massa de água onde serão lançadas e o tipo de contacto que o ser



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

humano poderá ter com essas mesmas massas de água (Marecos do Monte e Albuquerque, 2010; citado em Cordeiro, 2012).

A utilização de água potável em atividades que não necessitam de água com elevada qualidade pode ser substituída por água residual tratada, tal como os combates a incêndios, as descargas de autoclismos, a lavagem de pavimentos, etc.

Contudo, a reutilização de águas residuais tratadas, em sistemas urbanos não potáveis, apenas tem vantagem quando existe um volume significativo exigido para satisfazer as necessidades pretendidas (Asano, 2001; Marecos do Monte e Albuquerque, 2010; citados em Cordeiro, 2012).



### **Capítulo 3 - Tecnologias de tratamento de águas residuais**

A contaminação das águas superficiais e subterrâneas por descargas de águas residuais não é justificável, quer por questões de ética ambiental quer pela variedade de tecnologias disponíveis para o seu tratamento (Azevedo, 2002).

O tratamento é efetuado, em regra, através de Estações de Tratamento de águas residuais (ETAR), que promovem o tratamento removendo diversas substâncias poluentes, por forma a produzir efluentes com características que assegurem a qualidade dos meios recetores, permitindo uma possível reutilização destas, através de um processo longo e faseado (Azevedo, 2002; Galvão, 2009).

Uma ETAR normalmente compreende um sistema convencional de tratamento de águas residuais, que se caracteriza por, através de apreciáveis consumos energéticos (equipamentos eletromecânicos), utilizarem pequenas áreas de implantação por habitante equivalente. Mas também podemos ter os sistemas não convencionais ou naturais, que se baseiam em processos naturais, com pequeno ou nenhum recurso a consumos energéticos e que ocupam áreas superiores de implantação por habitante equivalente (Santos & Brito, [s.d.]).

O tratamento das águas residuais numa ETAR envolve a combinação de operações e processos unitários, que se distribuem por diferentes níveis de tratamento (preliminar, primário, secundário, terciário e de afinação e o tratamento de lamas). O tratamento preliminar consiste basicamente na remoção de sólidos grosseiros, e compreende a obra de entrada que deve ser constituída por gradagem, desarenação, desengorduramento e por um canal Parshall (Oliveira, 2008).

A remoção dos sólidos sedimentáveis é feita através do tratamento primário, reduzindo o teor em sólidos suspensos totais (SST) na ordem de 50 a 70%, e o nível de carência bioquímica de oxigénio (CBO<sub>5</sub>) entre 30 e 40%, ocorrendo no decantador primário (Moura, 2012).

O tratamento secundário tem à sua disposição várias tecnologias que funcionam sob princípios semelhantes, destacando-se os sistemas aeróbios intensivos, quer por biomassa suspensa (lamas ativadas), quer por biomassa fixa (leitões percoladores e biodiscos ou discos biológicos), e os sistemas aquáticos por biomassa suspensa (lagunagem), sendo sempre seguidos de decantação secundária (Azevedo, 2002).



Contudo, estes processos não permitem remover a totalidade dos constituintes presentes nas águas residuais, podendo observar-se a presença de valores residuais, mesmo após o tratamento secundário. No caso do meio recetor ser um meio sensível, ou a jusante o efluente tratado ser utilizado para determinado uso, a ETAR deve ser dotada de níveis de tratamento complementares, como o terciário ou o de afinação, de forma a reduzir a presença de compostos residuais, podendo, alternativamente, integrar-se a possibilidade de reutilização. No primeiro caso incluem-se, essencialmente, processos biológicos para remoção de azoto (nitrificação e desnitrificação) e processos biológicos e/ou químicos para a redução do fósforo (e.g. por precipitação com sais de alumínio, ferro ou cálcio); no segundo caso incluem-se, por exemplo, a desinfecção e a remoção de substâncias orgânicas refratárias (Oliveira, 2008).

Este tratamento aparece no contexto do saneamento básico em Portugal como um “luxo”, dado as carências de tratamento a níveis mais básicos. Entre as opções de desinfecção, aplicadas principalmente quando se pretende a reutilização das águas residuais, contam-se geralmente três tecnologias básicas: cloro, ozono e canal de ultravioletas.

A escolha de um sistema de tratamento é determinada sempre por vários fatores, tais como as características quantitativas e qualitativas das águas residuais, a localização do sistema e os objetivos de qualidade que se pretendem, ou seja, o grau de tratamento (Azevedo, 2002).

### **3.1. Tecnologias convencionais de tratamento de águas residuais**

#### **3.1.1. Biomassa suspensa**

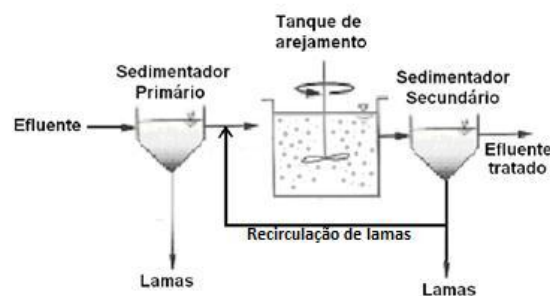
O tratamento de águas residuais por um sistema de biomassa suspensa caracteriza-se por permitir o contacto entre a biomassa e o substrato num volume continuamente agitado de forma a garantir a suspensão da mistura. O tipo de tratamento mais comum são as lamas ativadas, onde se designa por licor misto a mistura anteriormente referida (Quadros, 2011), sendo os principais objetivos de um tratamento por lamas ativadas:

- Oxidação de matéria orgânica particulada e dissolvida;
- Captura e incorporação de sólidos coloidais não sedimentáveis e dissolvidos em flocos e biofilme;

- Transformação ou remoção de nutrientes como azoto e fósforo (em algumas variantes);
- Remoção de substâncias orgânicas específicas que sejam detetáveis (só para algumas situações).

O esquema mais simples do processo de tratamento por lamas ativadas consiste num reator com arejamento, dentro do qual estão suspensos microrganismos responsáveis pelo tratamento, sendo seguido de um decantador secundário onde se dá a separação entre líquidos e sólidos (lamas) do efluente, terminando com a recirculação de uma fração dos sólidos separados na unidade anterior de novo para o reactor inicial.

Normalmente o efluente a tratar sofre uma sedimentação primária antes de entrar no reator biológico. Na Figura 9 está a representação do esquema de tratamento com lamas ativadas descrito atrás.



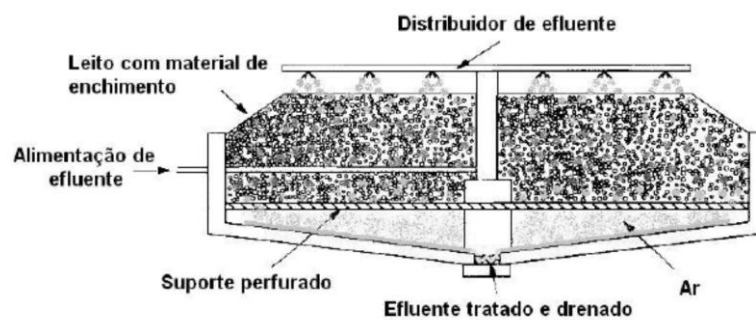
**Figura 9** - Esquema de tratamento de um sistema por lamas ativadas (adaptado de Metcalf & Eddy, 2003).

Apesar do esquema representado na figura 9 ser o esquema mais simples e o mais frequentemente visto em Portugal no serviço a pequenos aglomerados, os esquemas de tratamento com lamas ativadas são muito diversos e a sua configuração depende das necessidades de despoluição da água residual (Miguel, 2012).

### 3.1.2. Biomassa fixa

O tratamento de águas residuais por um sistema de biomassa fixa caracteriza-se por permitir remover matéria carbonatada e nitrificar o efluente, mas não efetua habitualmente desnitrificação, uma vez que é desejável que o meio se encontre permanentemente ventilado, sendo os processos de tratamento mais comuns os leitos percoladores e os discos biológicos (Quadros, 2011).

O tratamento do efluente nos leitos percoladores é efetuado, em semelhança às lamas ativadas, por microrganismos, contendo portanto os mesmos objetivos no tratamento. Os microrganismos nos leitos percoladores cobrem o material de enchimento do leito, formando uma camada na superfície do meio designada por bio filme (Metcalf & Eddy, 2003). A remoção de poluentes da água residual dá-se durante a passagem desta através do leito percolador, havendo contacto com o bio filme que cobre o material de enchimento, normalmente composto por pedras ou plástico. A figura 10 representa um esquema de tratamento com leito percolador.



**Figura 10** - Esquema de sistema de tratamento com leito percolador (Fonte: Miguel, 2012).

A água residual é repartida sobre o leito, de geometria normalmente circular, através de um sistema de distribuição, sendo depois coletada por um canal de drenagem que se encontra na base e permite a circulação de ar no interior do meio de enchimento (Miguel, 2012).

As Estações de Tratamento de Águas Residuais que funcionam com discos biológicos são análogas às que funcionam com leitos percoladores, apenas apresentam esta diferença, a utilização de biodiscos.

O tanque onde estão instalados os discos biológicos é antecedido por um decantador primário, são de secção circular e de espessura reduzida, constituídos geralmente por material plástico.

Os discos são dispostos lado a lado, encontrando-se parcialmente mergulhados no efluente a depurar, desenvolvendo-se os microrganismos na superfície formando o bio filme, e o arejamento é efetuado naturalmente por meio da rotação dos discos.



O biofilme aumenta gradualmente de espessura até que se desprende e é arrastado pelo efluente, mas de forma a assegurar que o biofilme não é descarregado com o efluente final, o tanque é precedido por um decantador secundário.

Neste sistema de tratamento não existem, normalmente, quaisquer recirculações, quer do efluente, quer de lamas.

### **3.1.3. Fossas Sépticas**

As fossas sépticas são compartimentos retangulares, totalmente compostas por betão ou somente na soleira e cobertura sendo as paredes de alvenaria de tijolo maciço ou de pedra. Normalmente são situados abaixo do nível da superfície do solo, e recebem a água residual retendo-a durante alguns dias. Durante este tempo, os sólidos suspensos tendem a sedimentar no fundo e a serem digeridos anaerobiamente formando lamas (Miguel, 2012).

As condições de anaerobiose são mantidas com a ajuda de uma camada de espuma que se forma na superfície, composta pelos sólidos flutuantes do efluente, tais como gorduras, detritos vegetais e alguns sólidos mais densos que são emulsionados com ar, sendo designada por espuma. Havendo diminuição brusca de velocidade do fluxo e ação do peso das partículas, ocorre a sedimentação dos sólidos suspensos. Periodicamente tem que se proceder ao esvaziamento da fossa séptica, removendo as lamas acumuladas.

As fossas sépticas normalmente são utilizadas individualmente, por habitação, mas também pode ser utilizadas de forma comunitária até cerca de 300 residências, não sendo apropriadas para situações de densidade urbana alta nem consideradas a melhor opção para áreas com pouco fluxo de efluente residual (Miguel, 2012).

## **3.2. Tecnologias naturais de tratamento de águas residuais**

### **3.2.1. Tratamento no solo**

O recurso a sistemas naturais para o tratamento de águas residuais já é usado desde há muito tempo, tendo ocorrido a maior proliferação de sistemas de tratamento no solo na Europa na segunda metade do século XIX. A descarga de águas residuais no solo, após os rios atingirem níveis inaceitáveis de poluição, era o único meio viável de tratamento disponível à data (USEPA, 1977; citado em Amaral, 2011).



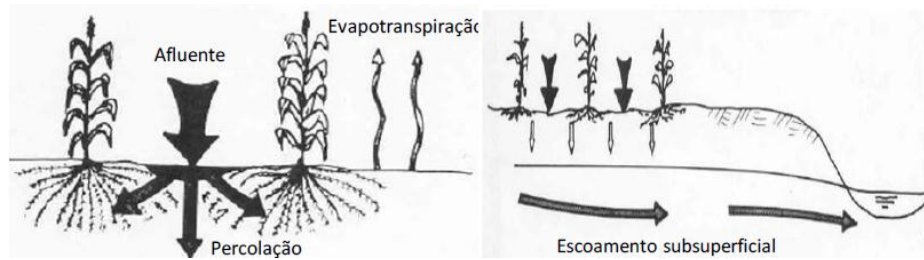
No entanto, apesar do recurso ao tratamento no solo se ter prolongado durante o século XX e continuar a existir, outras tecnologias de tratamento foram preteridas a este método, principalmente pelas seguintes razões (Cooper, 2001; citado por Galvão, 2009): a utilização de extensas áreas tornou-se mais difícil principalmente pelos custos associados se terem tornado significativos, os solos onde era efetuada a aplicação tinham tendência a colmatar e o grau de tratamento atingido não era, por vezes, suficiente para o cumprimento das exigências de qualidade.

Os sistemas de tratamento no solo consistem numa aplicação planeada e controlada das águas residuais através do solo, sendo o tratamento feito por processos físicos, químicos e biológicos. Comparados com as tecnologias convencionais de tratamento de águas residuais, este método de tratamento no solo é muito mais dependente das características locais, devendo se dar relevância à caracterização cuidada e exaustiva das áreas em estudo, nomeadamente a topografia, o clima, a geologia, as características físico-químicas e hidráulicas do solo e as características qualitativas e quantitativas das águas superficiais e do aquífero subjacente à área onde se pretende que se processe a aplicação.

Estes sistemas de tratamento normalmente são antecidos por instalações de pré-tratamento, onde é feita uma gradagem inicial. Há vários processos que podem ser usados para atingir diversos objetivos de tratamento, descrevendo-se, os seguintes: infiltração lenta, infiltração rápida e escoamento superficial no solo.

### **Sistema de infiltração lenta no solo**

A técnica de infiltração lenta no solo consiste na aplicação de águas residuais numa superfície do solo com vegetação, recebendo tratamento significativo à medida que circula através das raízes das plantas e da matriz do solo, estando esta técnica representada na figura 11.



**Figura 11** - Representação esquemática da técnica de infiltração lenta no solo (adaptado de Amaral, 2011).

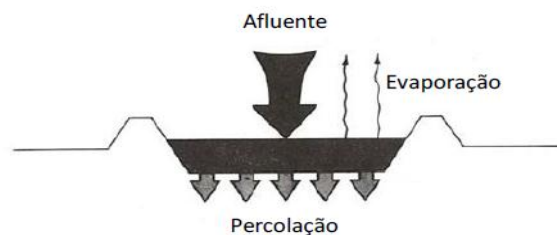
Este processo é normalmente o que obtém os melhores resultados de entre os sistemas de tratamento no solo (USEPA, 1977; citado em Amaral, 2011). A remoção dos sólidos suspensos ocorre, sobretudo, por filtração na superfície do solo, enquanto o tratamento biológico, químico e físico adicional ocorre quando a água residual percola através das raízes das plantas e matriz do solo.

Os valores de referência de aplicação de água residual nestes sistemas situam-se no intervalo compreendido entre 3,5 a 10,0 mm/d, necessitando no mínimo de uma camada de enchimento de 0,60 a 0,90 m de espessura, sendo a altura ideal variável em função do tempo de retenção e do desenvolvimento das raízes e bactérias.

### **Sistema de infiltração rápida no solo**

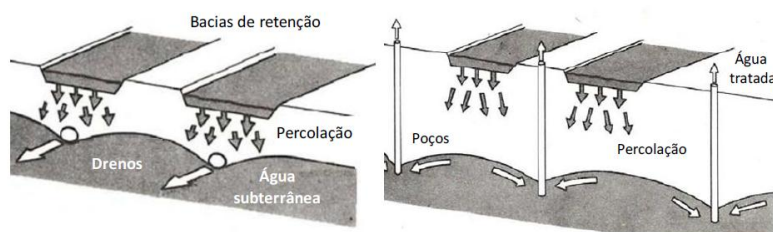
Neste processo de tratamento de águas residuais é fundamental a verificação da adequabilidade da permeabilidade do solo e conhecer e definir as características de utilização da água subterrânea, porque a maior parte do afluente percola através do terreno e o efluente pode, eventualmente, atingir e recarregar o lençol freático.

As águas residuais são aplicadas a solos de alta permeabilidade por intermédio de aspersores ou então por espalhamento superficial em bacias projetadas para o efeito, sendo a água residual depurada à medida que atravessa a matriz do solo, sendo necessárias profundidades entre 1,5 e 2,5 m abaixo da superfície da bacia. Este processo está representado na figura 12.



**Figura 12** - Representação esquemática da técnica de infiltração rápida no solo (adaptado de Amaral, 2011).

Este processo pode integrar métodos de recuperação da água tratada no solo, através de drenos subterrâneos ou por poços, como se pode observar na figura 13.



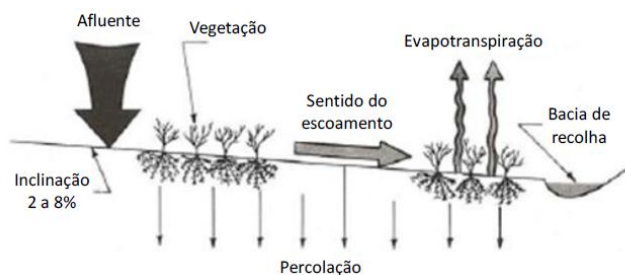
**Figura 13** - Métodos de recuperação da água tratada (adaptado de Amaral, 2011).

Este é o sistema apropriado para tratar elevadas cargas hidráulicas e orgânicas, requerendo manutenção e procedimentos de operação mais exigentes que os restantes, mas podem ser atingidas eficiências entre 86 e 100% para CBO<sub>5</sub> e próximas de 100% para SST.

### Sistema de Escoamento Superficial no Solo

Em sistemas de escoamento superficial no solo, as águas residuais são aplicadas no topo de um talude inclinado que permite que a lâmina líquida flua em toda a superfície revestida com vegetação e seja, posteriormente, recolhida em depressões existentes nos vales, estando este sistema representado na figura 14.

Para que o escoamento superficial do afluente ocorra naturalmente, reque-se a utilização de solos de baixa permeabilidade (argilas e siltes) e deve-se garantir uma inclinação dos taludes entre 2% e 8% (USEPA, 1977; citado em Amaral, 2011). Caso as inclinações sejam superiores, pode originar fenómenos de erosão, criando caminhos preferenciais e um tratamento desadequado, e caso sejam inferiores, corre-se o risco de se formarem zonas estagnadas.



**Figura 14** - Representação esquemática do sistema por escoamento superficial no solo (adaptado de Amaral, 2011).

Neste tipo de sistemas, o tratamento da água residual processa-se por meios físicos, químicos e biológicos durante o percurso pela superfície, assumindo a vegetação um papel importante no tratamento, dado que a oxidação biológica, a sedimentação e a filtração na vegetação são os principais mecanismos de remoção de produtos orgânicos e sólidos em suspensão (USEPA, 1977; citado em Amaral, 2011).

Podem ser atingidas remoções na ordem dos 80% a 95% em termos de  $CBO_5$  e eficiências significativas de SST para velocidades de escoamento da ordem dos 0,3 a 3,0 cm/s (Santos & Brito, [s.d.]). Na tabela 7 apresenta-se a síntese das principais características das soluções de tratamento no solo apresentadas.

**Tabela 7** - Síntese das principais características das soluções de tratamento no solo (Miguel, 2012).

Parâmetro	Infiltração lenta	Infiltração rápida	Escoamento superficial
Pré-tratamento mínimo	Sedimentação primária	Sedimentação primária	Gradagem
Carga anual (m/ano)	0,5 - 6	6 - 125	3 - 20
Carga anual típica (m/ano)	1,5	30	10
Área requerida (ha)	23 - 280	3 - 23	6,5 - 44
Carga semanal típica (cm/sem)	1,9 - 6,5	10 - 240	6 - 40
Disposição das águas residuais	Evapotranspiração e percolação	Sobretudo percolação	Evapotranspiração e escoamento superficial, percolação limitada
Necessidade de vegetação	Necessário	Opcional	Necessário
Inclinação	<20% em áreas cultivadas <35% em áreas não cultivadas	não é crítico	2 a 8%
Permeabilidade	Moderada a baixa	Elevada	Baixa a nenhuma
Profundidade ao nível freático	0,6 a 3 m (mínimo)	1,5 - 3 m	Não é crítico
<b>Eficiências de remoção</b>			
$CBO_5$ (%)	≈95	86 - 100	80 - 95
Azoto (%)	67 - 94	10 - 93	20 - 30
Fósforo (%)	10 - 25	29 - 99	20 - 60
SST (%)	-	≈100	-
Microrganismos patogénicos (%)	99,9	-	-

### 3.2.2. Lagunagem

Os sistemas de lagunagem consistem em lagoas que, à partida, não têm necessidade de intervenção de meios mecânicos de arejamento no processo de tratamento, e podem classificar-se como anaeróbias, aeróbias e facultativas consoante as condições de degradação e estabilização da matéria orgânica (Sousa, 1981; citado em Santo, 2008).

Do ponto de vista hidráulico, as lagoas podem tomar diferentes classes, nomeadamente de fluxo contínuo, intermitentes ou sem fluxo. Segue-se uma descrição breve dos tipos de lagoas de estabilização, sendo essa a classificação mais pertinente (Sousa, 1981; citado em Santo, 2008):

- Lagoas anaeróbias – lagoas com predominância de condições anaeróbias em toda a lagoa, o que conduz a uma degradação e estabilização por meios anaeróbicos;
- Lagoas aeróbias – lagoas caracterizadas por condições aeróbias, com degradação e estabilização da matéria orgânica por processos provenientes da atividade simbiótica de algas e bactérias;
- Lagoas facultativas – Lagoas com condições aeróbias predominantes na zona superficial e anaeróbicas no restante espaço.

A lagunagem é um processo que necessita de grande disponibilidade de área, altas temperaturas e exposição solar, mas relativamente à manutenção requer poucos ou nenhuns equipamentos, podendo se verificar esta situação na figura 15. É devido a estas características que os sistemas de lagunagem aplicados ao tratamento de efluentes provenientes de pequenas povoações no território português têm maior incidência no Alentejo (Miguel, 2012).



**Figura 15** – Lagoas de estabilização (Fonte: Garcia, [s.d.]).



### 3.2.3. Zonas húmidas construídas

As zonas húmidas construídas têm vindo a ganhar relevância nas últimas décadas no tratamento biológico de águas residuais, procurando esta solução tirar proveito dos processos de degradação de poluentes que ocorrem naturalmente em zonas húmidas, beneficiando dos elevados níveis de sustentabilidade que estes ecossistemas apresentam, nomeadamente em termos de reduzidos consumos em recursos energéticos e humanos.

A dispersão de pequenos aglomerados por Portugal, onde há escassez de recursos humanos e económicos, tem levado à adoção deste tipo de sistemas de tratamento, economicamente viáveis e tecnicamente sustentáveis (Oliveira, 2008).

Perante os sistemas convencionais de tratamento biológico, as ZHC apresentam como vantagens a simplicidade de operação e manutenção, pois recorrem a processos menos mecanizados e são mais económicos, no que diz respeito a custos de exploração. Adicionalmente, uma análise económica aos custos de construção destes sistemas demonstra que não diferem muito dos custos de construção dos sistemas convencionais para o mesmo grau de tratamento (Amaral, 2011).

Uma zona húmida natural é uma associação entre água, substrato, plantas, detritos de plantas, invertebrados e também microrganismos. Os mecanismos que participam no aumento da qualidade da água são extensos e muitas vezes interligados, sendo os principais os seguintes:

- Deposição das partículas suspensas;
- Filtração e precipitação química pelo contacto da água com o substrato e os detritos das plantas;
- Transformação química;
- Adsorção e permuta de iões na superfície das plantas, substrato, sedimentos e detritos das plantas;
- Decomposição, transformação e absorção de poluentes e nutrientes por parte das plantas e microrganismos;
- Predação e morte de patogénicos.

Uma Zona Húmida Construída é uma imitação das condições de tratamento que ocorrem nas zonas húmidas naturais mas com a particularidade de fornecerem flexibilidade de poderem ser construídos em qualquer lugar e assim poderem ser

utilizados no tratamento de água residual primária ou secundária bem como águas com outra origem. Na figura 16 é possível visualizar uma zona húmida construída.

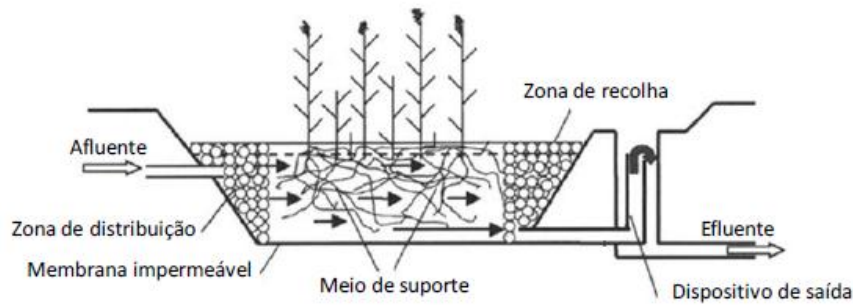


**Figura 16** – Zona Húmida Construída (Fonte: Botequilha, 2013).

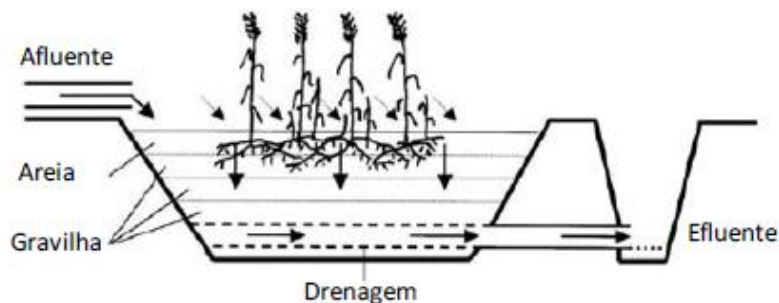
Numa perspetiva ambiental e ecológica, as zonas húmidas podem também ser uma escolha muito apelativa pois a sua construção pode ser efetuada de maneira a que os leitos se adaptem ao meio circundante e podem constituir habitat para vários seres animais (Miguel, 2012).

Na Europa, os leitos de escoamento subsuperficial horizontal são os mais comuns, sendo o afluente descarregado numa das extremidades de um leito preenchido com um material poroso, geralmente gravilha, percolando ao longo do sistema num movimento predominantemente horizontal. Na superfície do leito encontram-se plantas denominadas de macrófitas, que se desenvolvem em solos com elevado teor de água e cujas raízes contribuem para os processos que asseguram a depuração do efluente (Galvão, 2009).

Para além destes, definem-se igualmente, em função da direção predominante do escoamento, leitos do tipo subsuperficial vertical. Neste caso, o afluente é distribuído pela superfície do leito num escoamento predominantemente vertical até atingir a base de geometria plana, onde o efluente tratado é recolhido por um sistema de drenagem. Nas Figuras 17 e 18 apresentam-se as representações esquemáticas dos leitos do tipo horizontal e vertical, respetivamente.



**Figura 17-** Representação esquemática de zonas húmidas construídas de escoamento subsuperficial horizontal (adaptado de Vymazal, 2007).



**Figura 18** - Representação esquemática de zonas húmidas construídas de escoamento subsuperficial vertical (adaptado de Vymazal, 2007).

Relativamente ao processo de escoamento, existem também os leitos de escoamento superficial, onde o afluente escoar-se através de um meio preenchido com água e plantas aquáticas, e não num meio poroso como característico nos leitos do tipo subsuperficial. Podem ser classificados em função do tipo de plantas aquáticas existentes no leito (emergentes, submersas ou flutuantes), diferindo sobretudo no modo de fixação e desenvolvimento das mesmas.

Geralmente, este tipo de sistema não é usado no tratamento secundário devido à exposição da lâmina líquida, que promove a presença de mosquitos e de outros organismos vetores de propagação de doenças.

Existem sistemas designados de mistos ou híbridos, que integram leitos de tipos diferentes de modo a tirar partido das vantagens de cada um e, assim, obter um sistema global mais eficiente (Amaral, 2011).



## Capítulo 4 – Metodologia

A metodologia adotada para a realização deste estudo visa tornar possível a apresentação de um sistema de tratamento viável para as águas residuais da Vila de São Sebastião. Nesse sentido distinguem-se três fases na elaboração deste trabalho, a primeira fase corresponde à pesquisa bibliográfica que consistiu no levantamento de informações essenciais à realização do estudo, como aspetos relacionados com o saneamento de águas residuais e com a caracterização de tecnologias de tratamento de águas residuais convencionais e naturais. Foi também obtido junto dos Serviços Municipalizados de Angra do Heroísmo o projeto da Estação de Tratamento de águas residuais da Vila de São Sebastião.

A segunda fase deste estudo consistiu no trabalho de campo efetuado para a verificação de infiltração de água nos coletores da rede de drenagem e para obtenção de dados necessários para o dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais, como também na avaliação da sustentabilidade das tecnologias de tratamento abordadas no capítulo anterior aplicadas ao caso de estudo, ou seja, a escolha da tecnologia de tratamento viável para o tratamento das águas residuais da Vila de São Sebastião.

A terceira fase fundamentalmente consistiu na seleção dos métodos de dimensionamento e no próprio dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais proposto para a Vila de São Sebastião, tal como a estimativa de custos para este sistema.

Os dados necessários ao dimensionamento são a determinação do caudal afluente e a caracterização da água residual afluente à ETAR de São Sebastião, apresentando-se de seguida a metodologia de trabalho de campo.

### 4.1. Determinação do caudal afluente

A partir dos conceitos básicos de cinemática aplicados em Física, sabe-se que a relação  $d/t$  é a velocidade do escoamento, portanto, podendo-se determinar o caudal da seguinte forma:

$$Q = V \times S \quad [4.1]$$

Sendo:

Q – caudal escoado ( $m^3/s$ )

V – velocidade de escoamento (m/s)

S – área da secção ( $m^2$ )



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

A obra de entrada da ETAR da Vila de São Sebastião tem uma secção retangular onde foi possível determinar a velocidade de escoamento e a área da secção. Para se obter a velocidade de escoamento fez-se percorrer um objeto entre dois pontos da secção, de distância conhecida, medindo-se o tempo de deslocamento, e também se mediu a altura de água na secção para determinar a área.

De forma a obter um caudal médio foram feitas cinco medições destes parâmetros num período de 12 h, separadas por um intervalo de 3 h, tendo-se iniciado as medições às 9 h. Em cada medição o processo foi repetido três vezes de forma a obter um valor médio para cada uma.

Na figura 19 pode-se observar a secção retangular utilizada para a determinação do caudal afluyente à ETAR, correspondendo *A* ao ponto inicial e *B* ao ponto final da secção na qual se fez percorrer um objeto para a determinação da velocidade de escoamento. A figura 20 mostra uma medição efetuada do tempo de deslocamento de um objeto entre os pontos *A* e *B*.



**Figura 19** - Secção retangular da obra de entrada da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: Própria).



**Figura 20** - Medição do tempo de deslocamento de um objeto entre os pontos A e B (Fonte: Própria).

#### **4.2. Caracterização do caudal afluyente**

A caracterização do afluyente à ETAR da Vila de São Sebastião consistiu na instalação de um amostrador automático para recolha de uma amostra composta e posterior caracterização físico-química pelo Laboratório da ETAR de Angra do Heroísmo.

No dia 30 de Junho de 2014 foi montado o amostrador automático na obra de entrada da ETAR, que esteve montado num período de 24 h, recolhendo uma amostra de 2 h em 2 h de 300 ml, totalizando um volume de 3,6 L.

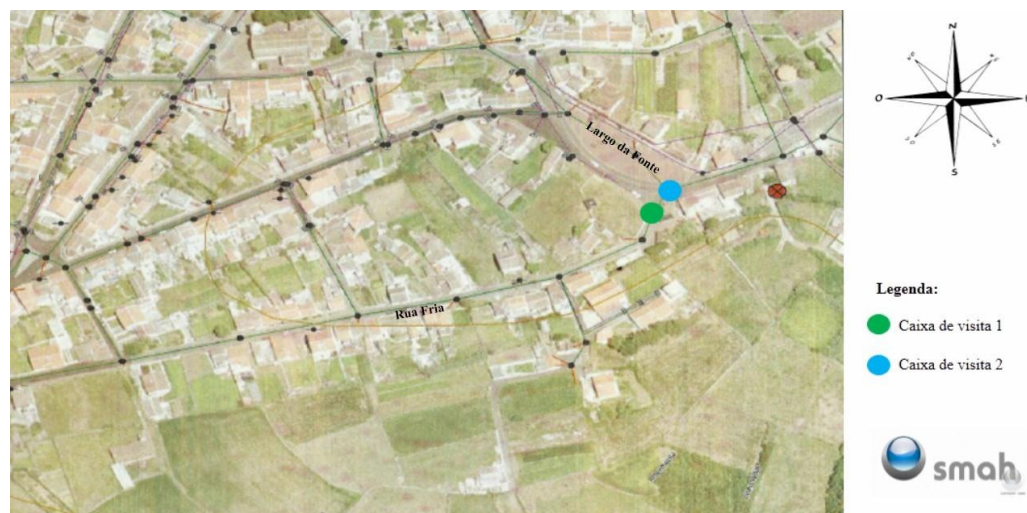
No dia 1 de Julho de 2014 fez-se a recolha do amostrador, posteriormente as amostras foram misturadas num jerrican e separadas nas quantidades necessárias para se entregar no laboratório da ETAR de Angra do Heroísmo, nomeadamente 1 L para SST, 1 L para CBO<sub>5</sub> e 250 ml para CQO. No dia 2 de Julho de 2014 foi feita a entrega da amostra composta no Laboratório da ETAR de Angra do Heroísmo, sendo utilizados na determinação dos parâmetros CBO<sub>5</sub>, CQO e SST os métodos referidos no Standard Methods (APHA, 1998).

### 4.3. Monitorização do nível freático

De forma a verificar se existe infiltração de água nos coletores da rede de drenagem de São Sebastião, foi feita uma monitorização do nível freático. A ocorrência de infiltração em sistemas de águas residuais é inevitável, no entanto estes caudais devem ser mantidos em valores baixos porque prejudicam o desempenho da rede de drenagem e do tratamento de águas residuais.

Um dos tipos de sistemas de drenagem mais suscetíveis à ocorrência de infiltrações são os que se desenvolvem nas proximidades dos aquíferos, ocorrendo a infiltração devido à subida do nível freático, podendo este se situar acima da cota de soleira dos coletores.

A Vila de São Sebastião encontra-se localizada numa caldeira onde o nível freático é muito elevado, chegando mesmo a estar ao nível do terreno quando atinge o seu máximo, prevendo-se que ocorra em meados do mês de Junho. Desta forma, sendo previsível que haja infiltração de água nos coletores da rede de drenagem de águas residuais, julgou-se necessário fazer uma monitorização do nível freático, que consistiu numa medição da altura de água no subsolo com uma régua graduada de 1 metro em dois dias por semana ao longo de um mês, em duas caixas no centro da freguesia que apresentam as cotas de soleira mais baixas e portanto, onde é provável que o nível freático se encontre elevado. Na figura 21 é feita a localização das respetivas caixas de visita utilizadas.



**Figura 21** - Localização das caixas de visita utilizadas para a monitorização do nível freático (Fonte: SMAH).



A distância entre as duas caixas de visita é de 12,6 m, apresentando a caixa de visita 1 uma cota de soleira de 143,20 m e de terreno de 145,00 m, tendo a caixa de visita 2 uma cota de soleira de 141,60 m e de terreno de 143,25 m. A caixa de visita 1 tem portanto uma profundidade à soleira de 1,75 m, já a profundidade da caixa de visita 2 é menor, de 1,60 m, sendo o diâmetro do coletor de 200 mm.

#### 4.4. Dimensionamento do Sistema de Tratamento de Águas Residuais

O sistema de tratamento de águas residuais proposto neste trabalho será uma Zona Húmida Construída antecedida por um tratamento preliminar composto por gradeamento, canal de desarenação e canal Parshall. Os métodos de dimensionamento apresentados de seguida foram os lecionados em algumas disciplinas, na área de saneamento de águas residuais, do curso de mestrado.

##### 4.4.1. Extrapolação da população

A evolução populacional foi estudada com base nos Censos consultados no Instituto Nacional de Estatística, dos anos de 1991 e 2011. Foram utilizados dois métodos analíticos, o método aritmético e o método geométrico, para estimar a população para o ano de estudo (2014), o ano zero (2016) e o ano horizonte de projeto (2046).

O método aritmético consiste em somar, à população atual, sempre o mesmo número de habitantes em iguais períodos do tempo. A expressão analítica que traduz esta lei é a seguinte:

$$\frac{dP}{dt} = k_a \quad [4.2]$$

Sendo:

P – população (hab.);

t - tempo (anos);

$k_a$  - taxa de crescimento método aritmético.

Integrando a equação [4.2], obtém-se:

$$P_t = P_2 + k_a (t - t_2) \quad [4.3]$$

Sendo:

$P_t$  – estimativa de população (hab.).



$$K_a = \frac{P_2 - P_1}{t_2 - t_1} \quad [4.4]$$

O método geométrico de crescimento da população é dado por uma progressão geométrica. Analiticamente, a lei que traduz este crescimento é dada pela seguinte equação diferencial:

$$\frac{dP}{dt} = k_p \times P \quad [4.5]$$

Sendo:

$k_p$  – taxa de crescimento método geométrico.

Integrando a equação [4.5], obtém-se:

$$\ln P_t = \ln P_2 + k_p (t - t_2) \quad [4.6]$$

$$K_p = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{(t_2 - t_1)} \quad [4.7]$$

#### 4.4.2. Caudais de projeto

A determinação dos caudais de projeto de sistemas de drenagem pública de águas residuais constitui uma atividade vital para efeitos do dimensionamento deste tipo de infraestruturas.

A partir do caudal médio de 2014 foi calculada uma capitação de água residual por habitante, ou seja:

$$C_p = \frac{Q_{med}}{P} \quad [4.8]$$

Sendo:

$C_p$  – capitação de água residual ( $m^3/d.hab$ )

$Q_{med}$  – caudal médio ( $m^3/d$ )

Com esta capitação estimou-se os caudais médio para o ano zero (2016) e para o ano horizonte de projeto (2046).

Os caudais de ponta podem ser obtidos a partir do produto entre o caudal médio e o fator de ponta instantâneo, que pode ser estimado pela equação seguinte:



$$f = \frac{1,5 + 60}{\sqrt{P}} \quad [4.9]$$

Sendo:

f – fator de ponta instantâneo.

#### 4.4.3. Câmara de grades

A altura no canal admitida é igual a metade do diâmetro do coletor à entrada do gradeamento.

Para cálculo da largura total do canal é necessário saber o número de espaços e número de barras da grade.

$$T_e = \frac{L}{E_b} \quad [4.10]$$

Sendo:

$T_e$  – número total de espaços;

L – largura (mm);

$E_b$  – espaçamento entre barras (mm).

$$T_b = T_e - 1 \quad [4.11]$$

Sendo:

$T_b$  – número total de barras.

$$L_T = (E_b \times T_e) + (l \times T_b) \quad [4.12]$$

Sendo:

$L_T$  – largura total do canal (mm);

l – largura de barras (mm).

A partir da equação de Bernoulli é possível saber a altura de água nas diferentes secções da câmara de grades, representando a figura 22 uma câmara de grades e respetivas secções.

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_2 + h_L \quad [4.13]$$

Sendo:

$V_1$  – velocidade na secção 1 (m/s);

$V_2$  – velocidade na secção 2 (m/s);

$h_1$  – altura de lâmina líquida na secção 1(m);

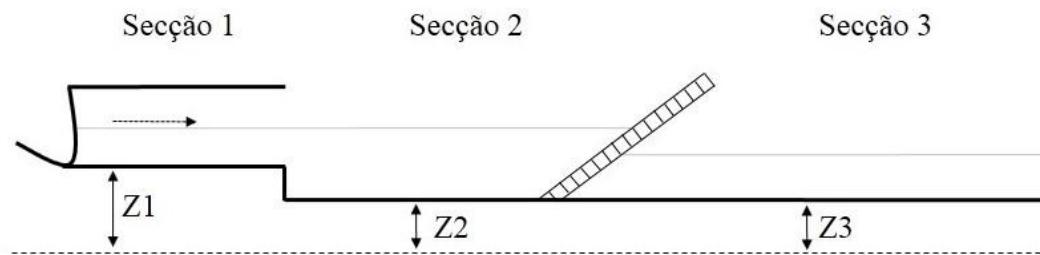
$h_2$  – altura de lâmina líquida na secção 2 (m);

$Z_1$  – cota do fundo na secção 1 (m);

$Z_2$  – cota do fundo na secção 2 (m);

$g$  – aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>);

$h_L$  - perda de carga (m).



**Figura 22** - Perfil representativo de uma câmara de grades (Fonte:Própria).

A perda de carga no alargamento pode ser calculada a partir da seguinte equação:

$$h_L = k_e \times \left( \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad [4.14]$$

Sendo:

$k_e$  – coeficiente de expansão (=0,3).

A perda de carga na passagem na grade pode ser calculada a partir da equação [4.14] com o coeficiente de 1,43, e a perda de carga na grade colmatada a 50% é obtida pela redução da área útil a metade.

#### 4.4.4. Medidor de caudal Parshall

De acordo com os valores de caudal mínimo e caudal máximo são escolhidas as dimensões do canal Parshall a partir da tabela 8.



**Tabela 8** -Características de medidores de caudal Parshall (Fonte: adaptado de Lencastre, 1996).

$l_g$ (mm)	Limite de $Q$ (m <sup>3</sup> /s)		Constantes da Fórmula		Limites de $h$ (m)		Limite de $h'/h$
	Mínimo	Máximo	$K$	$u$	Mínimo	Máximo	
25	$0,09 \times 10^{-3}$	$5,4 \times 10^{-3}$	0,06	1,55	0,02	0,21	0,50
51	0,18	13,20	0,12	1,55	0,02	0,24	0,50
76	0,77	32,10	0,18	1,55	0,03	0,33	0,50
152	1,50	111	0,38	1,58	0,03	0,45	0,50
229	2,50	$251 \times 10^{-3}$	0,54	1,53	0,03	0,61	0,60
305	3,32	0,46	0,69	1,52	0,03	0,76	0,70
457	4,80	0,70	1,07	1,54	0,03	0,76	0,70
610	12,10	0,94	1,43	1,55	0,05	0,76	0,70
914	17,60	1,43	2,18	1,57	0,05	0,76	0,70
1219	35,80	1,92	2,95	1,58	0,06	0,76	0,70
1524	44,10	2,42	3,73	1,59	0,06	0,76	0,70
1829	74,10	2,93	4,52	1,60	0,08	0,76	0,70
2134	85,80	3,44	5,31	1,60	0,08	0,76	0,70
2439	$97,2 \times 10^{-3}$	3,95	6,11	1,61	0,08	0,76	0,70
3048	0,16	8,28	7,46	1,60	0,09	1,07	0,80
3658	0,19	14,68	8,86	1,60	0,09	1,37	0,80
4572	0,23	25,04	10,96	1,60	0,09	1,67	0,80
6096	0,31	37,97	14,45	1,60	0,09	1,83	0,80
7620	0,38	47,14	17,94	1,60	0,09	1,83	0,80
9144	0,46	56,33	21,44	1,60	0,09	1,83	0,80
12192	0,60	74,70	28,43	1,60	0,09	1,83	0,80
15240	0,75	93,04	35,41	1,60	0,09	1,83	0,80

A altura de água a montante da garganta, para o caudal máximo, é calculada a partir da equação de vazão do Parshall, estando os valores de  $K$  e  $u$  presentes na tabela 8.

$$Q_{max} = K \times h^u \quad [4.15]$$

Sendo,

$Q_{max}$  – caudal máximo (m<sup>3</sup>/s);

$K, u$  – constantes.

Para calcular a altura de água na garganta, ou seja, a altura após o ressalto, usa-se o valor de submergência que se encontra na tabela 8.

$$S_u = \frac{h'}{h} \quad [4.16]$$



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

Sendo:

$S_u$  - Submergência;

$h'$  – Altura de lâmina líquida na garganta (m);

$h$  – Altura de lâmina líquida (m).

A largura do canal onde é medido a altura de água a montante da garganta é obtida da seguinte forma:

$$V_a = \frac{s - l_g}{A} \quad [4.17]$$

Sendo:

$V_a$  – variação do alargamento (mm/mm);

$s$  – largura ao início da secção convergente (mm);

$l_g$  – largura da garganta (mm);

$A$  – comprimento da secção convergente (mm).

$$L_m = l_g + \frac{2}{3}A \times V_a \quad [4.18]$$

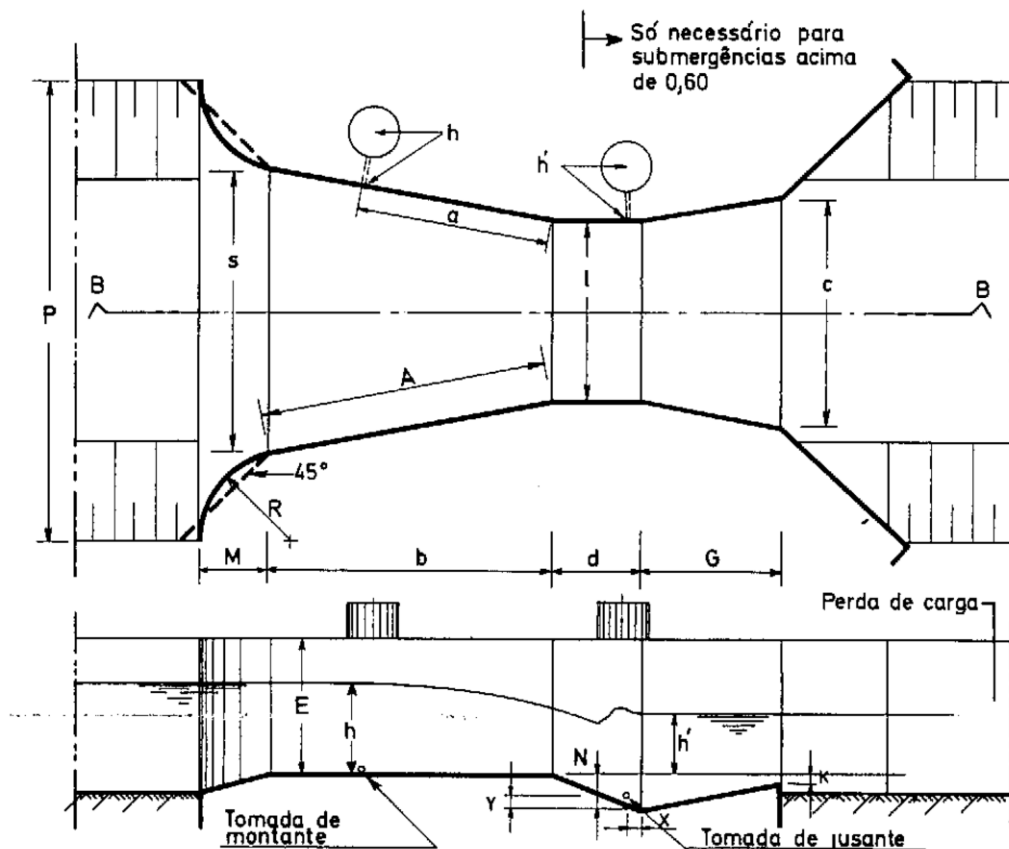
Sendo:

$L_m$  - largura do canal a montante da garganta (mm)

A tabela 9 contém as dimensões padronizadas de canais Parshall, e na figura 23 é possível observar a planta e perfil de um canal Parshall.

**Tabela 9** - Dimensões padronizadas de canais Parshall (Fonte: adaptado de Lencastre, 1996).

Dimensões (mm)															
$l_g$	A	a	b	c	s	E	d	G	K	M	N	P	R	X	Y
25	363	242	356	93	167	229	76	203	19	-	29	-	-	8	13
51	414	276	406	135	214	254	114	254	22	-	43	-	-	16	25
76	467	311	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	-	25	38
152	621	414	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
229	879	587	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	406	51	76
305	1372	914	1343	610	845	914	610	914	76	381	229	1492	508	51	76
457	1448	965	1419	762	1026	914	610	914	76	381	229	1676	508	51	76
610	1524	1016	1495	914	1206	914	610	914	76	381	229	1854	508	51	76
914	1676	1118	1794	1219	1572	914	610	914	76	381	229	2222	508	51	76
1219	1829	1219	1943	1524	1937	914	610	914	76	457	229	1711	610	51	76
1524	1981	1321	2092	1829	2302	914	610	914	76	457	229	3080	610	51	76
1829	2134	1422	2242	2134	2667	914	610	914	76	457	229	3442	610	51	76

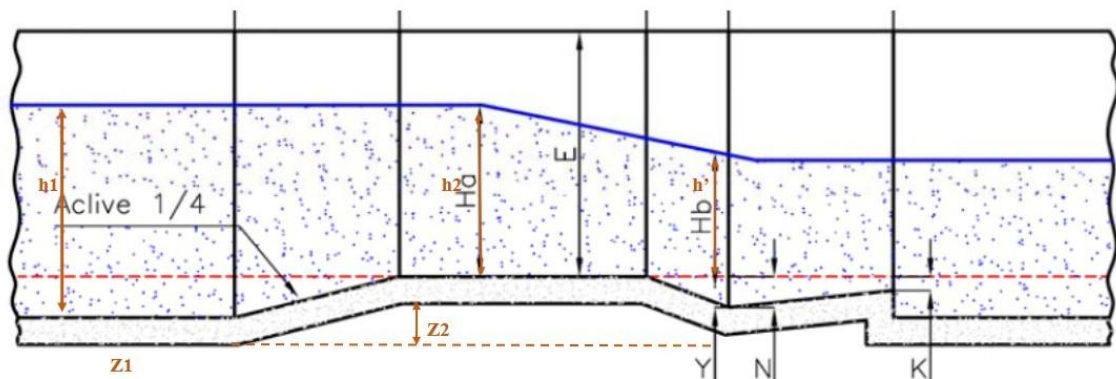


**Figura 23** - Planta e perfil de um canal Parshall (Fonte: Lencastre, 1996).

A velocidade na secção onde se mede a altura de água a montante da garganta é obtida pela equação [4.1].

Utilizando a equação de Bernoulli, equação [4.13], é possível determinar a altura de água no canal de desarenação, sendo a secção 1 o canal de desarenação e a secção 2 o estreitamento do canal Parshall.

Na figura 24 está representado um perfil representativo de um canal Parshall, podendo-se observar onde é medida a altura da lâmina líquida no canal de desarenação.



**Figura 24** - Perfil representativo de um canal Parshall (adaptado de Incontrol, 2008).

A perda de carga na entrada do Parshall calcula-se a partir da equação [4.14] com o coeficiente de 0,1.

#### 4.4.5. Canal de desarenação

Para se poder calcular o comprimento do canal de desarenação é necessário em primeiro lugar calcular o tempo de retenção hidráulico.

$$TRH = \frac{h}{vp} \quad [4.19]$$

Sendo:

THR – tempo de retenção hidráulico (s);

vp – velocidade de sedimentação das areias (m/s).

$$C = vh \times TRH \quad [4.20]$$

Sendo:

C – Comprimento (m);

vh – velocidade horizontal (m/s).



Para calcular o comprimento final deve ser admitido um fator de segurança, por exemplo de 50%.

$$C_f = C \times F \quad [4.21]$$

Sendo:

$C_f$  – Comprimento final (m);

$F$  – fator de segurança (%).

A areia retida no canal de desarenação pode ser calculada tendo em conta os valores típicos de retenção por dia (exemplo: 30 m<sup>3</sup>/10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> água residual).

$$A_r = \frac{V_{\text{areia}} \times Q_{\text{med}}}{V_{\text{água residual}}} \quad [4.22]$$

Sendo:

$A_r$  – areia retida (m<sup>3</sup>);

$V_{\text{areia}}$  – volume de areia (m<sup>3</sup>);

$V_{\text{água residual}}$  – volume de água residual (m<sup>3</sup>).

Considerando que o canal de desarenação é de secção parabólica e que a área desta secção é 2/3 da área de um retângulo circunscrito à parábola, a largura do canal é obtida a partir da seguinte equação:

$$S = \frac{2}{3} h \times L \quad [4.23]$$

#### 4.4.6. Zona Húmida Construída

O dimensionamento de zonas húmidas construídas consiste na determinação da área necessária e da altura dos leitos, tendo em conta o objetivo de assegurar que os limites de descarga são respeitados.

A área transversal do leito é obtida pela equação [4.24], sendo importante verificar a seguinte condição:

$$ks \times d > 8,6. \quad [4.24]$$

Sendo:

$ks$  - condutividade hidráulica (m/s);

$d$  – declive.



$$A_e = \frac{Q_{med}}{k_s \times d} \quad [4.25]$$

Sendo:

$A_e$  – área transversal ( $m^2$ ).

A largura do leito é obtida pela equação seguinte:

$$L = \frac{A_e}{h_{lt}} \quad [4.26]$$

Sendo:

$h_{lt}$  – altura do leito (m).

Para o cálculo da área superficial do leito existem vários parâmetros a serem considerados, como o meio de enchimento do leito e a respetiva porosidade, e também valores de temperaturas para o local de estudo.

$$S_a = Q_{med} \times \frac{\ln C_{in} - \ln C_{out}}{kt \times h \times n} \quad [4.27]$$

Sendo:

$S_a$  - área superficial do leito ( $m^2$ );

$C_{in}$  – concentração afluyente de  $CBO_5$  (mg/l  $O_2$ );

$C_{out}$  - concentração efluente de  $CBO_5$  (mg/l  $O_2$ );

$kt$  – constante de remoção à temperatura T;

$n$  – porosidade do meio de enchimento.

$$kt = k_{20} \times 1,06^{(T-20)} \quad [4.28]$$

Sendo:

$k_{20}$  - constante de remoção à temperatura de 20°C;

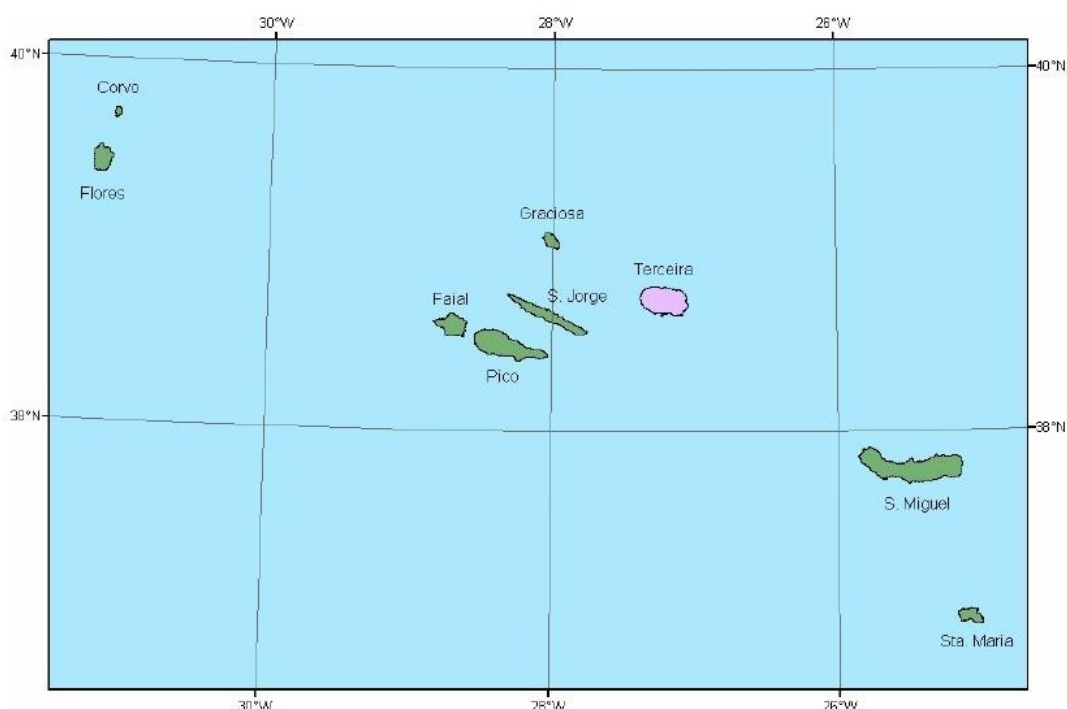
T – temperatura (°C).

A partir do modelo CIELO (Clima Insular à Escala Local) foi possível fazer um levantamento das temperaturas máximas e mínimas para cada mês, do local onde está instalada a ETAR da Vila de São Sebastião. A temperatura de Verão foi obtida pela média das temperaturas máximas, e a temperatura de Inverno pela média das temperaturas mínimas.

## Capítulo 5 – Caso de estudo

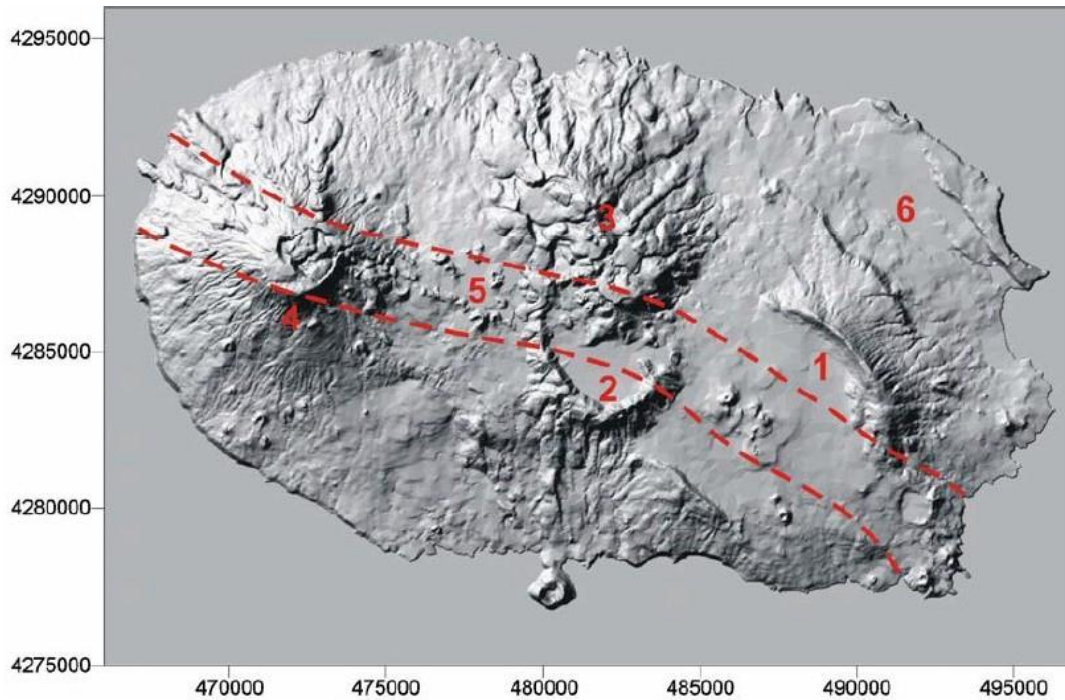
### 5.1. Caracterização e localização da área de estudo

A ilha Terceira situa-se no grupo central do arquipélago dos Açores, entre as latitudes 38° 38' N e 38° 47' N e as longitudes 27° 03' e 27° 24' W, sendo o arquipélago constituído por nove ilhas, agrupadas em três grupos. O grupo Ocidental é formado pelas ilhas das Flores e Corvo, o grupo Central é composto pelas ilhas do Faial, do Pico, de São Jorge, da Graciosa e da Terceira e as ilhas de São Miguel e de Santa Maria definem o Grupo Oriental, apresentando a figura 25 a localização geográfica do arquipélago.



**Figura 25** - Localização geográfica do arquipélago dos Açores (Fonte: Pimentel, 2006).

A ilha Terceira, com uma forma aproximadamente oval (E-W), abrange uma área de cerca de 400 km<sup>2</sup>. Apresenta um comprimento e largura de 30 km e 19 km, respetivamente, e uma cota máxima no vértice geodésico de Santa Bárbara, com 1021m de altitude. Sob o ponto de vista geomorfológico, individualizam-se seis zonas (figura 26) com características distintas: (1) o Vulcão dos Cinco Picos; (2) o Vulcão Guilherme Moniz; (3) o Vulcão do Pico Alto; (4) o Vulcão de Santa Bárbara; (5) a Zona Fissural; e (6) o Graben das Lajes (Freire, 2013).



**Figura 26** - Modelo digital de terreno da ilha Terceira, onde se destacam seis regiões geomorfológicas. 1– Vulcão dos Cinco Picos; 2 – Vulcão Guilherme Moniz; 3 – Vulcão do Pico Alto; 4 – Vulcão de Santa Bárbara; 5 – Zona Fissural, com destaque para o Sistema Vulcânico Fissural; 6 – Graben das Lajes (Fonte: Pimentel, 2006).

Pela figura 26 pode-se observar uma depressão na zona de São Sebastião, que, segundo Rodrigues (2002), é a única caldeira de explosão existente na Ilha Terceira. Resultou de manifestações vulcânicas explosivas, de carácter hidromagmático, apresentando uma configuração sensivelmente circular, rondando o seu diâmetro os 1000m. Os poços dispostos na Vila de São Sebastião implantam-se no interior desta depressão freatovulcânica, entre os 144m e os 154m de altitude, captando um aquífero suspenso que se desenvolve em níveis piroclásticos, cujo nível hidrodinâmico se dispõe entre os 140 m e os 151 m de altitude (Rodrigues, 2002).

Na figura 27 está representada a bacia de drenagem da ETAR da Vila de São Sebastião e localização desta ETAR na freguesia, estando no anexo 3 a carta para melhor visualização.



**Figura 27** - Bacia de drenagem da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: SMAH).

## 5.2. Projeto da ETAR da Vila de São Sebastião

Para o tratamento das águas residuais deste aglomerado foi construída a rede de drenagem numa primeira fase, e posteriormente a solução de tratamento.

O projeto da rede de drenagem urbana da Vila de São Sebastião foi efetuado pela DRENA em 1978, terminando a rede em local destinado a futura estação de tratamento.

Após a construção da rede de drenagem, foi estudada e avaliada a necessidade de ser ou não feito tratamento de águas residuais. Verificou-se que o lançamento direto no mar iria provocar uma objeção, porque uma das poucas zonas balneares praticáveis e acessíveis, encontrava-se a uma distância inferior a um quilómetro do local de descarga, pelo que os lançamentos diretos na margem costeira poderiam, em condições desfavoráveis de ventos e correntes marítimas, atingir em relativamente pouco tempo a zona balnear dos Salgueiros. A contaminação bacteriana das águas balneares constituiria o mais grave perigo para a saúde pública.

Desta forma achou-se importante proceder ao tratamento da água residual de forma a reduzir a perigosidade do seu lançamento em estado bruto.



Foi considerada também a hipótese de se fazer o tratamento da água residual no terreno, por um sistema que, dadas as inclinações naturais, deveria ser de escoamento superficial (overland flow). Diversos fatores desaconselharam este método, como o facto de não haver nenhum sistema deste tipo em Portugal na altura, e assim foi substituído por uma solução que oferecesse garantias de purificação desejada sem necessidade de recorrer a pessoal excessivo nem a cuidados anormais. Optou-se assim, pela construção de uma estação de lamas ativadas na variante de arejamento prolongado. Na figura 28 é possível visualizar as instalações da ETAR da Vila de São Sebastião.



**Figura 28** - ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: Própria).

Neste tipo de sistema de tratamento, a depuração dá-se devido à manutenção de uma cultura mista de microrganismos que é alimentada pelo próprio esgoto e pelo oxigénio posto em solução através de um arejador mecânico superficial. O sistema de lamas ativadas incluía, além do tanque de arejamento, um tanque de decantação onde os flocos microbianos (lamas) depositavam e eram recirculados para o tanque de arejamento.

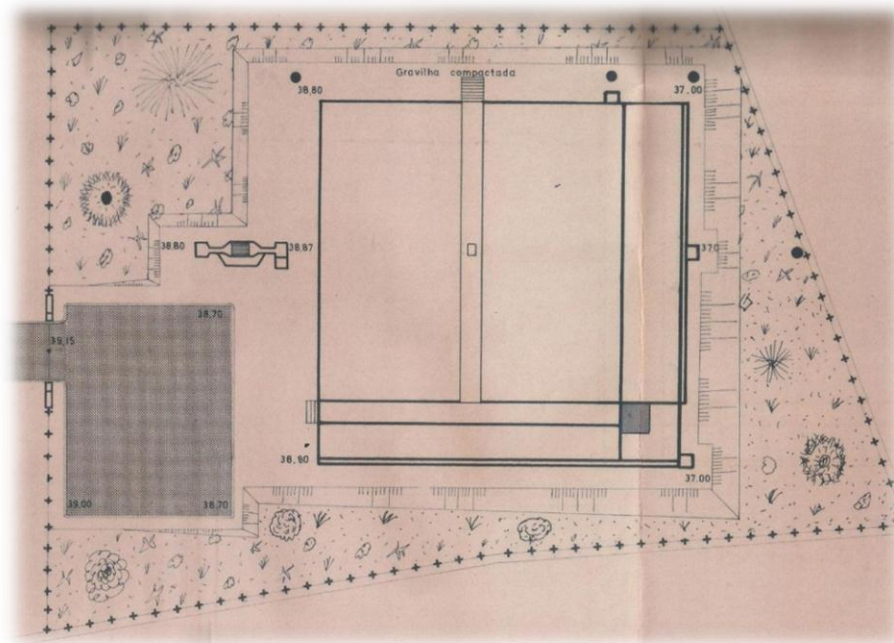
Não se julgou necessário construir leitos de secagem, já que o sistema produziria pequena quantidade de lamas em excesso, por sua vez, já bastante mineralizadas. Havia assim um escape de lamas, em flocos leves e de pequenas dimensões juntamente com o efluente depurado. Após a decantação, este passava para uma caixa, de onde podia ser retirado para rega de terrenos vizinhos (não devendo contudo ser aplicado em culturas que eram ingeridas em cru), ou então seguia para o destino final.

Até chegar ao mar, o efluente percorria uma vala aberta com o fundo em brita, sendo as lamas lá retidas e onde se dava até tratamento biológico suplementar do efluente. Por outro lado, havia alguma infiltração, embora a quantidade grande de rocha existente no local não assegurasse o total desaparecimento do líquido. Esta vala final funcionava como um dispositivo de segurança, que assegurava ou o desaparecimento do líquido por infiltração, ou quando muito, a chegada do líquido à costa em condições de alta purificação, não sendo causa de qualquer preocupação, em relação à zona balnear próxima.

A estação de tratamento de águas residuais de São Sebastião não foi dotada de tratamentos finais para as lamas em excesso.

Neste tipo de sistema, não havendo controlo do volume de sólidos no tanque, as lamas tenderiam a aumentar até ultrapassar a capacidade do sedimentador de reter os sólidos, e o excesso de lamas era descarregado com o efluente aumentando o valor do CBO<sub>5</sub> final.

A eficiência de remoção de CBO<sub>5</sub> prevista era de cerca de 90%, se os valores dos parâmetros de funcionamento da estação permitissem um elevado grau de estabilização. A planta paisagística da Estação de Tratamento de Águas Residuais da Vila de São Sebastião pode ser observada na figura 29 (DRENA, 1979).



**Figura 29** - Planta paisagística da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA, 1979).



## **Bases de dimensionamento no projeto da ETAR de S. Sebastião**

### **Estimativa populacional**

No projeto de Esgotos Domésticos de São Sebastião (Drena, Março de 1978), calculou-se a população para 1980 em cerca de 2900 habitantes e estimou-se para o ano 2005 uma população máxima de 3900 habitantes.

### **Capitações**

Foi adotado para o ano 1980, ano em que se previu a entrada em funcionamento da ETAR, um valor, para as capitações, de 75 l/hab.dia. Para o ano de 2005 estimou-se a capitação em 130 l/hab.dia.

### **Coefficiente de afluência**

Considerou-se que a percentagem de água abastecida à população que afluiria nos coletores de esgotos seria igual a 80%.

### **Fator de ponta**

Foi adotado, para o cálculo dos caudais de ponta, para fins de dimensionamento da ETAR, um valor de fator de ponta igual a 1,7. Este valor equivale a admitir um período de afluência do esgoto à estação com a duração de 14 horas.

### **Infiltração**

O caudal de infiltração, de acordo com a extensão da rede e dos níveis freáticos do terreno abrangido, foi estimado em 4,6 l/s.

### **Caudais**

O caudal médio diário foi obtido multiplicando o valor da capitação pelo número de habitantes e pelo fator de afluência. O caudal de ponta é igual à soma do caudal médio multiplicado pelo fator de ponta, e do caudal de infiltração.

Na tabela 10 apresenta-se os dados de dimensionamento da ETAR da Vila de São Sebastião.



**Tabela 10** - Dados de Dimensionamento da ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA, 1979).

Parâmetro	1980	2005
População	2900	3900
Capitação	75	130
Coef. de afluência	0,8	0,8
Fator de ponta	2,0	1,7
Caudal médio (L/s)	2,0	4,7
Caudal de infiltração (L/s)	4,6	4,6
Caudal de ponta (L/s)	8,6	12,6
Caudal médio + infiltração (m <sup>3</sup> /dia)	570	803

### Características do esgoto

Para a definição das características do esgoto da povoação de São Sebastião foram considerados os valores da composição do esgoto médio europeu, representados na tabela 11 e 12.

**Tabela 11** – Composição do afluente à ETAR da Vila de São Sebastião (sem infiltração) (Fonte: DRENA, 1979).

	Mineral (g/hab.dia)	Orgânico (g/hab.dia)	Total (g/hab.dia)
Sólidos em suspensão	25	65	90
Decantáveis	15	39	54
Não decantáveis	10	26	36
Sólidos dissolvidos	105	145	250
CBO <sub>5</sub>	-	-	54

**Tabela 12** - Concentração e carga orgânica do afluente à ETAR da Vila de São Sebastião (Fonte: DRENA, 1979).

	CBO <sub>5</sub> (mg/l)	CBO <sub>5</sub> (kg/d)
1980	900	156,6
2005	519	210,6



## Capítulo 6 – Apresentação e discussão de resultados

### 6.1. Extrapolação da população

Para estimar a população para o ano de estudo (2014), ano zero (2016) e ano horizonte de projeto (2046) foram utilizados o método aritmético e o método geométrico. Os dados populacionais utilizados foram os censos da população relativos aos anos 1991, 2001 e 2011, com população residente de 2004 habitantes, 1984 habitantes e 2096 habitantes, respetivamente. Uma vez que houve decréscimo da população no período 1991/2001, não se considerou a população residente do ano 2001 e calcularam-se as taxas de crescimento com a população residente de 1991 e 2011. Na tabela 13 os resultados para cada um dos métodos.

**Tabela 13** – Valores obtidos para a população no ano de estudo (2014), ano zero (2016) e ano HP (2046) pelos métodos aritmético e geométrico.

Ano	População	
	Método Aritmético	Método Geométrico
2014	2110	2110
2016	2119	2120
2046	2257	2267

Pode-se observar que os resultados são muito semelhantes entre si, no entanto julga-se que na freguesia de São Sebastião não haverá uma evolução tão grande da população nos próximos anos, admitindo-se assim para o dimensionamento os valores de população obtidos pelo método aritmético.

### 6.2. Caracterização do caudal afluente

Para a elaboração de uma proposta de tratamento foi necessário caracterizar o caudal afluente em termos quantitativos e qualitativos. Para o efeito no dia 30 de Junho de 2014 foi realizada uma amostra composta do caudal afluente com vista à sua caracterização físico-química, e no dia 10 de Setembro de 2014 foram efetuadas um conjunto de medições da velocidade de escoamento na obra de entrada.



### 6.2.1 Medição do caudal afluente

Para a medição do caudal afluente foi necessário conhecer as dimensões da secção retangular no canal de entrada da ETAR, nomeadamente comprimento, largura, e altura, correspondendo a última à altura de água no canal obtida para cada uma das medições efetuadas. O comprimento do canal é de 41,3 cm e a largura de 22 cm.

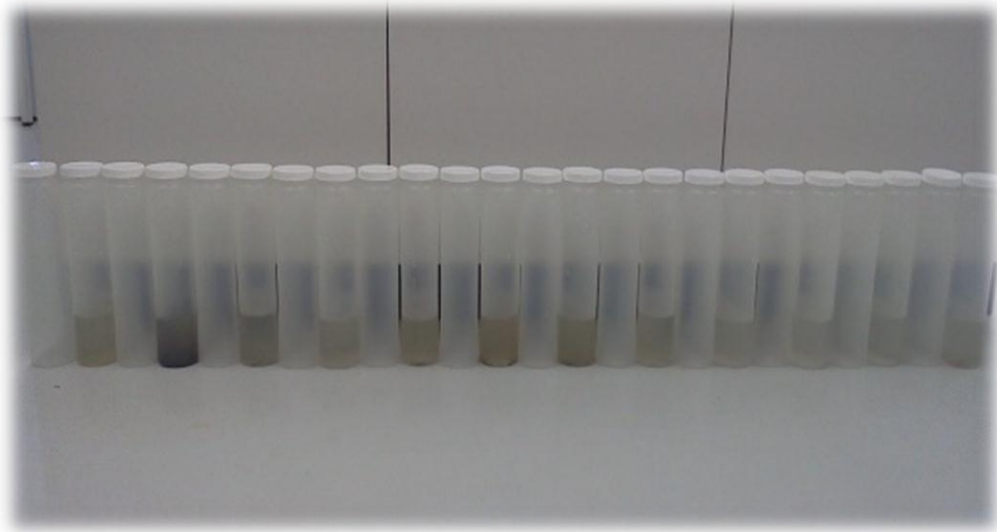
Foram realizadas um conjunto de medições da velocidade do escoamento e altura de água, que permitiram o cálculo do caudal afluente através da equação da continuidade, representada pela equação [4.1]. Na tabela 14 apresenta-se os resultados das medições do tempo de deslocamento respetiva altura de água, e dos respetivos valores obtidos de velocidade da água, área da secção e caudal afluente à ETAR.

**Tabela 14** - Resultados das medições efetuadas para determinação do caudal afluente à ETAR.

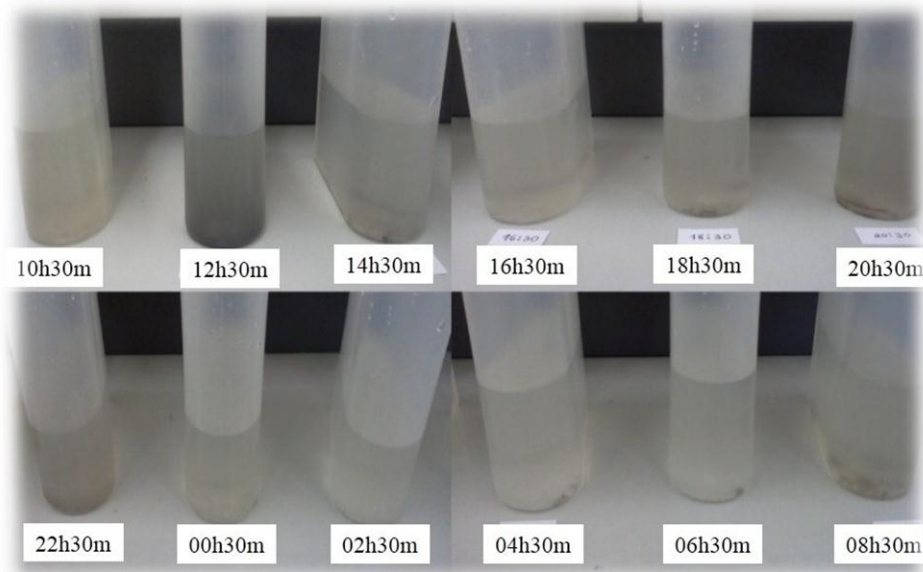
<b>Hora de medição</b>	9h	12h	15h	18h	21h
Altura de água (m)	0,150	0,155	0,148	0,153	0,150
Tempo de deslocamento (s)	1,733	1,767	1,767	1,533	1,367
Velocidade de escoamento (m/s)	0,238	0,234	0,234	0,269	0,302
Área da Secção (m <sup>2</sup> )	0,033	0,034	0,033	0,034	0,033
Caudal afluente (m <sup>3</sup> /s)	0,008	0,008	0,008	0,009	0,010
Q (L/s)	7,863	7,972	7,612	9,066	9,972
Q (m <sup>3</sup> /h)	28,306	28,698	27,402	32,639	35,900
Qmed (m <sup>3</sup> /d)	734,139				

### 6.2.2 Caracterização qualitativa do caudal afluente

Após a recolha da amostra composta de 24 horas, de volume constante de água residual afluente à ETAR, os recipientes foram colocados lado a lado com a indicação da hora de recolha, podendo-se comparar a cor de cada amostra nas figuras 30 e 31.



**Figura 30-** Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião (Fonte: Própria).



**Figura 31** - Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião com indicação da hora de recolha (Fonte: Própria).

Como seria expectável o efluente apresenta maior concentração de sólidos nos períodos correspondentes às horas de refeições. No entanto, nas horas em que não existe produção de água residual doméstica entre as 2 h e 4 h, foi possível amostrar volumes de água muito transparentes. Este fenómeno poderá indicar a ocorrência de infiltração de água subterrânea na rede de drenagem de águas residuais.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

Após a mistura das várias tomas de amostra composta, foi feita a determinação da CBO<sub>5</sub>, CQO e SST pelo Laboratório da ETAR de Angra do Heroísmo, obtendo-se os seguintes resultados (o relatório do laboratório encontra-se no anexo 1):

- CBO<sub>5</sub> – 75 mg/l O<sub>2</sub>
- CQO – 286 mg/l O<sub>2</sub>
- SST – 185 mg/l

Comparando com os valores típicos de águas residuais domésticas não tratadas apresentados no capítulo 2, de 190 mg/l para SST, 608 mg/l O<sub>2</sub> para CQO e 290 mg/l O<sub>2</sub> para CBO<sub>5</sub>, verifica-se que a água residual afluyente à ETAR da Vila de São Sebastião não tem uma concentração elevada.

### 6.3. Caudais de projeto

A partir da população residente estimada no ano 2014 e do caudal médio diário medido, calculou-se uma capitação média de água residual para a vila de São Sebastião, obtendo-se os caudais médios para o ano zero (2016) e para o ano HP (2046). Foi também calculado um fator de ponta para cada ano utilizando a expressão de cálculo do art. 125.º do DR n.º 23/95, de 23 de Agosto, de forma a obterem-se os caudais de ponta. Apresentam-se na tabela 15 os resultados obtidos.

**Tabela 15** – Caudais médios e caudais de ponta para o ano de estudo (2014), ano zero (2016) e ano HP (2046).

Ano	2014	2016	2046
População	2110	2119	2257
Q médio (m <sup>3</sup> /d)	734,00	737,13	785,14
Q médio (m <sup>3</sup> /s)	0,0085	0,0085	0,0091
Capitação (m <sup>3</sup> /hab.d)	0,35	0,35	0,35
Fator de ponta	2,81	2,80	2,76
Q ponta (m <sup>3</sup> /s)	0,024	0,024	0,025



#### **6.4. Dimensionamento do sistema de tratamento de águas residuais**

Um pequeno aglomerado populacional é tido como um aglomerado com menos de 2000 habitantes, considerando-se neste estudo que a Vila de São Sebastião é um pequeno aglomerado, correspondendo os últimos dados populacionais da freguesia a 2096 habitantes (Censos 2011). A freguesia não é servida a 100% por rede de drenagem de águas residuais e nem todas as habitações estão ligadas à rede, apesar de não haver dados concretos a este respeito possivelmente a população servida por rede de drenagem será inferior a 2000 habitantes.

Desta forma considerou-se que uma tecnologia de tratamento natural seria a mais adequada para o aglomerado em questão, pois são sistemas com custos de construção e operação baixos associados a uma construção simples, de fácil manutenção, podendo ser operadas por pessoal não especializado.

No entanto ainda foi tida em consideração a hipótese de reabilitação do sistema de tratamento existente na ETAR da Vila de São Sebastião, como forma de aproveitamento da estrutura lá existente, no entanto esta hipótese foi descartada, dado o elevado estado de degradação da infra-estrutura. e o facto de não se pretender voltar à situação anterior, que provou não ser financeiramente sustentável para o tratamento das águas residuais de um pequeno aglomerado.

Foram avaliadas várias tecnologias de tratamento naturais, mas de acordo com o objetivo proposto neste estudo, optou-se por desenvolver o dimensionamento de uma Zona Húmida Construída, antecedida por um tratamento preliminar, que se considera ser a melhor opção a adotar para o tratamento das águas residuais urbanas da Vila de São Sebastião.

##### **6.4.1. Câmara de Grades**

➤ Dados de dimensionamento:

- Grade do tipo média c/ espaçamento entre barras - 2,5 cm
- Largura de barras - 1 cm
- Inclinação da grade – 45°
- Velocidade de atravessamento a Q ponta  $\leq 0,9$  m/s
- Velocidade de atravessamento a Q médio  $\geq 0,4$  m/s
- Diâmetro do coletor afluente - 200 mm



- Rebaixamento do canal em relação ao coletor – 5 cm

Os dados de caudais utilizados no dimensionamento da câmara de grades encontram-se na tabela 16.

**Tabela 16-** Caudais de dimensionamento da câmara de grades.

População (habitantes)	Q médio (m <sup>3</sup> /s)	Q ponta (m <sup>3</sup> /s)
Ano zero	2119	0,0085
Ano HP	2257	0,0091

➤ Características geométricas da câmara de grades

- Área útil da câmara de grades

$$Q = V \times S$$

$$\Leftrightarrow S = \frac{0,025}{0,9}$$

$$\Leftrightarrow S = 0,03 \text{ m}^2$$

- Largura da câmara de grades

$$L = \frac{S}{h}$$

$$\Leftrightarrow L = \frac{0,03}{0,1}$$

$$\Leftrightarrow L = 279 \text{ mm}$$

$$T_e = \frac{L}{E_b}$$

$$\Leftrightarrow T_e = \frac{279}{25}$$

$$\Leftrightarrow T_e = 11$$

$$T_b = T_e - 1$$

$$\Leftrightarrow T_b = 10$$



$$L_T = (E_b \times T_e) + (l \times T_b)$$

$$\Leftrightarrow L_T = (25 \times 11) + (10 \times 10)$$

$$\Leftrightarrow L_T = 380,56 \text{ mm}$$

➤ Características da secção 1 da câmara de grades

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \times \frac{1}{2}$$

$$\Leftrightarrow S_1 = \frac{3,14 \times 0,2^2}{4} \times \frac{1}{2}$$

$$\Leftrightarrow S_1 = 0,016 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow V_1 = \frac{0,025}{0,016}$$

$$\Leftrightarrow V_1 = 1,60 \text{ m/s}$$

➤ Características da secção 2 da câmara de grades

Determinou-se a altura de água na secção 2 a partir da equação [4.13].

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_2 + h_L$$

$$\Leftrightarrow Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = Z_2 + \frac{\left(\frac{Q}{h_2 \times L_T}\right)^2}{2g} + h_2 + k_e \times \left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{\left(\frac{Q}{h_2 \times L_T}\right)^2}{2g}\right)$$

$$\Leftrightarrow 0,05 + \frac{1,60^2}{2 \times 9,81} + 0,1 = 0 + \frac{\left(\frac{0,025}{h_2 \times 0,381}\right)^2}{2 \times 9,81} + h_2 + 0,3 \left(\frac{1,60^2}{2 \times 9,81} - \frac{\left(\frac{0,025}{h_2 \times 0,381}\right)^2}{2 \times 9,81}\right)$$

Resolvendo a equação em ordem a  $h_2$ , a altura na secção 2 é de 0,24 m.

$$S_2 = L_T \times h_2$$

$$\Leftrightarrow S_2 = 0,381 \times 0,24$$

$$\Leftrightarrow S_2 = 0,091 \text{ m}^2$$

$$\Leftrightarrow V_2 = \frac{0,025}{0,091}$$

$$\Leftrightarrow V_2 = 0,27 \text{ m/s}$$



➤ Velocidade de atravessamento grade limpa

$$V_{at} = \frac{Q}{E_b \times T_e \times h_2}$$

$$\Leftrightarrow V_{at} = \frac{0,025}{0,025 \times 11 \times 0,24}$$

$$\Leftrightarrow V_{at} = 0,38 \text{ m/s}$$

As velocidades no canal e de atravessamento da grade para o ano HP (a caudal de ponta) apresentam valores baixos, verificou-se então as velocidades para o ano zero (a caudal médio), e logicamente os valores foram ainda mais baixos. Para aumentar a velocidade no canal reduziu-se o número de espaços da grade de 11 para 5, apresentando-se de seguida os novos valores obtidos.

$$L_T = 0,165 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,225 \text{ m}$$

$$S_2 = 0,037 \text{ m}^2$$

$$V_2 = 0,68 \text{ m/s}$$

$$V_{at} = 0,89 \text{ m/s}$$

➤ Perda de carga na grade

$$h_L = \left( \frac{V_{at}^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \times 1,43$$

$$\Leftrightarrow h_L = \left( \frac{0,89^2}{2 \times 9,81} - \frac{0,68^2}{2 \times 9,81} \right) \times 1,43$$

$$\Leftrightarrow h_L = 0,007 \text{ m}$$

➤ Características da secção 3 da câmara de grades

$$Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_2 = Z_3 + \frac{V_3^2}{2g} + h_3 + h_L$$

$$\Leftrightarrow Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_2 = Z_3 + \frac{\left( \frac{Q}{h_3 \times L_T} \right)^2}{2g} + h_3 + h_L$$

$$\Leftrightarrow 0 + \frac{0,68^2}{2 \times 9,81} + 0,225 = 0 + \frac{\left( \frac{0,025}{h_3 \times 0,165} \right)^2}{2 \times 9,81} + h_3 + 0,007$$

Resolvendo a equação em ordem a  $h_3$ , a altura na secção 3 é de 0,217 m.



$$S_3 = 0,165 \times 0,217$$

$$\Leftrightarrow S_3 = 0,036 \text{ m}^2$$

$$V_3 = \frac{0,025}{0,036}$$

$$\Leftrightarrow V_3 = 0,69 \text{ m/s}$$

➤ Perda de carga na grade 50% colmatada

$$h_{L50} = \left( \frac{V_{at}^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g} \right) \times 1,43$$

$$\Leftrightarrow h_{L50} = \left( \frac{\left( \frac{Q}{0,5 \times L_u \times h_{50}} \right)^2}{2g} - \frac{\left( \frac{Q}{L_T \times h_{50}} \right)^2}{2g} \right) \times 1,43$$

$$\Leftrightarrow h_2 + \frac{\left( \frac{Q}{L_T \times h_{50}} \right)^2}{2g} = h_3 + \frac{h_3^2}{2g} + \left( \frac{\left( \frac{Q}{0,5 \times L_u \times h_{50}} \right)^2}{2g} - \frac{\left( \frac{Q}{L_T \times h_{50}} \right)^2}{2g} \right)$$

$$\Leftrightarrow h_2 + \frac{\left( \frac{0,025}{0,165 \times h_{50}} \right)^2}{2 \times 9,81} = 0,217 + \frac{0,69^2}{2 \times 9,81} + \left( \frac{\left( \frac{0,025}{0,5 \times 0,125 \times h_{50}} \right)^2}{2 \times 9,81} - \frac{\left( \frac{0,025}{0,165 \times h_{50}} \right)^2}{2 \times 9,81} \right)$$

Resolvendo a equação em ordem a  $h_{50}$ , a altura na secção 2 com a grade colmatada a 50% é de 0,245 m.

$$\Leftrightarrow V_{50} = \frac{0,025}{0,165 \times 0,245}$$

$$\Leftrightarrow V_{50} = 0,62 \text{ m/s}$$

$$h_{L50} = \left( \frac{\left( \frac{0,025}{0,5 \times 0,125 \times 0,245} \right)^2}{2 \times 9,81} - \frac{\left( \frac{0,025}{0,165 \times 0,245} \right)^2}{2 \times 9,81} \right) \times 1,43$$

$$\Leftrightarrow h_{L50} = 0,166 \text{ m}$$

A tabela 17 apresenta o resumo das dimensões obtidas para a câmara de grades do sistema de tratamento.



**Tabela 17** - Quadro resumo das dimensões da câmara de grades.

Dados	Valor
Largura do canal (m)	0,165
Área da secção 1 (m <sup>2</sup> )	0,016
Altura na secção 1 (m)	0,100
Velocidade na secção 1 (m/s)	1,60
Altura na secção 2 (m)	0,225
Área da secção 2 (m <sup>2</sup> )	0,037
Velocidade na secção 2 (m/s)	0,68
V atravessamento grade limpa (m/s)	0,89
Altura na secção 3 (m)	0,217
Área da secção 3 (m <sup>2</sup> )	0,036
Velocidade na secção 3 (m/s)	0,69
V atravessamento grade 50% colmatada (m/s)	0,62

#### 6.4.2. Canal Parshall

➤ Dados de dimensionamento

- Caudal máximo → Caudal ponta do ano HP = 0,025 m<sup>3</sup>/s
- Caudal mínimo → Caudal médio do ano zero = 0,0085 m<sup>3</sup>/s
- Canal Parshall com largura de 152,4 mm (dimensões na tabela 8)

➤ Altura de água a montante da garganta do canal Parshall

$$Q = K \times h^u$$

$$K = 0,381$$

$$u = 1,58$$

$$\Leftrightarrow h = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{u}}$$

$$\Leftrightarrow h = \left(\frac{0,025}{0,381}\right)^{\frac{1}{1,58}}$$

$$\Leftrightarrow h = 0,179 \text{ m}$$



- Altura de água na garganta do canal Parshall

$$S_u = \frac{h'}{h}$$

O valor de submergência foi obtido na tabela 8, sendo de 0,50.

$$\Leftrightarrow h' = h \times S_u$$

$$\Leftrightarrow h' = 0,179 \times 0,50$$

$$\Leftrightarrow h' = 0,089 \text{ m}$$

Da tabela 9 obtêm-se as dimensões do canal Parshall.

$$l_g = 152,4 \text{ mm}$$

$$A = 621 \text{ mm}$$

$$s = 397 \text{ mm}$$

- Características do canal a montante da garganta do canal Parshall

$$V_a = \frac{s - l_g}{A}$$

$$\Leftrightarrow V_a = \frac{0,397 - 0,152}{0,621}$$

$$\Leftrightarrow V_a = 0,395 \text{ m/m}$$

$$L_m = l_g + \frac{2}{3} \times A \times V_a$$

$$\Leftrightarrow L_m = 0,152 + \frac{2}{3} \times 0,621 \times 0,395$$

$$\Leftrightarrow L_m = 0,316 \text{ m}$$

$$\Leftrightarrow V_h = \frac{0,025}{0,316 \times 0,179}$$

$$\Leftrightarrow V_h = 0,44 \text{ m/s}$$

- Características do canal de desarenação

Determinou-se a altura de água no canal de desarenação a partir da equação [4.13].



- Determinação da cota de fundo a montante do canal Parshall

$$M = 305 \text{ mm}$$

$$d = \frac{1}{4}$$

$$\Leftrightarrow Z_2 = \frac{0,305 \times 1}{4}$$

$$\Leftrightarrow Z_2 = 0,076 \text{ m}$$

- Perda de carga na entrada do Parshall

Admite-se que a velocidade na secção de montante é de 0,30 m/s.

$$h_L = \left( \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g} \right) \times 0,1$$

$$\Leftrightarrow h_L = \left( \frac{0,44^2}{2 \times 9,81} - \frac{0,30^2}{2 \times 9,81} \right) \times 0,1$$

$$\Leftrightarrow h_L = 0,0005 \text{ m}$$

$$Z_1 + \frac{v_1^2}{2g} + h_1 = Z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_2 + h_L$$

$$\Leftrightarrow 0 + \frac{0,3^2}{2 \times 9,81} + h_1 = 0,076 + \frac{0,44^2}{2 \times 9,81} + 0,179 + 0,0005$$

$$\Leftrightarrow h_1 = 0,260 \text{ m}$$

A tabela 18 apresenta o resumo das dimensões obtidas para o canal Parshall do sistema de tratamento.

**Tabela 18** - Quadro resumo das dimensões do canal Parshall

Dados	Valor
Altura na secção de montante (m)	0,179
Largura do canal na secção de montante (m)	0,316
Velocidade na secção de montante (m/s)	0,442
Perda de carga na entrada do Parshall (m)	0,0005
Altura no canal de desarenação (m)	0,260



### 6.4.3. Canal de desarenação

➤ Dados de dimensionamento

- Velocidade de sedimentação das areias = 21 mm/s
- Velocidade horizontal = 0,3 m/s
- Quantidade de areia retida por dia varia entre 5-200 m<sup>3</sup>/10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> água residual (valor típico 30m<sup>3</sup>/10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> água residual)

➤ Características do canal de desarenação

$$TRH = \frac{h}{v_p}$$

$$\Leftrightarrow TRH = \frac{0,27}{0,021}$$

$$\Leftrightarrow TRH = 12,86 \text{ s}$$

$$C = v_h \times TRH$$

$$\Leftrightarrow C = 0,3 \times 12,86$$

$$\Leftrightarrow C = 3,86 \text{ m}$$

Admitindo um fator de segurança de 50%:

$$C_f = C \times F$$

$$\Leftrightarrow C_f = 3,86 \times 1,5$$

$$\Leftrightarrow C_f = 5,79 \text{ m}$$

- Largura do canal de desarenação

$$S = \frac{Q}{v}$$

$$\Leftrightarrow S = \frac{0,025}{0,3}$$

$$\Leftrightarrow S = 0,083 \text{ m}^2$$



$$S = \frac{2}{3} h \times L$$

$$\Leftrightarrow L = \frac{3}{2} \times S \times \frac{1}{h}$$

$$\Leftrightarrow L = \frac{3}{2} \times 0,083 \times \frac{1}{0,27}$$

$$\Leftrightarrow L = 0,46 \text{ m}$$

➤ Quantidade de areia retida no canal de desarenação

$$A_r = \frac{V_{\text{areia}} \times Q_{\text{med}}}{V_{\text{água residual}}}$$

$$\Leftrightarrow A_r = \frac{30 \times 785,14}{10^6}$$

$$\Leftrightarrow A_r = 0,024 \text{ m}^3/\text{d}$$

A tabela 19 apresenta o resumo das dimensões obtidas para o canal de desarenação do sistema de tratamento.

**Tabela 19** - Quadro resumo das dimensões do canal de desarenação.

Dados	Valor
TRH (s)	12,86
Comprimento do canal de desarenação (m)	5,79
Areia retida (m <sup>3</sup> /d)	0,024
Largura do canal de desarenação (m)	0,46

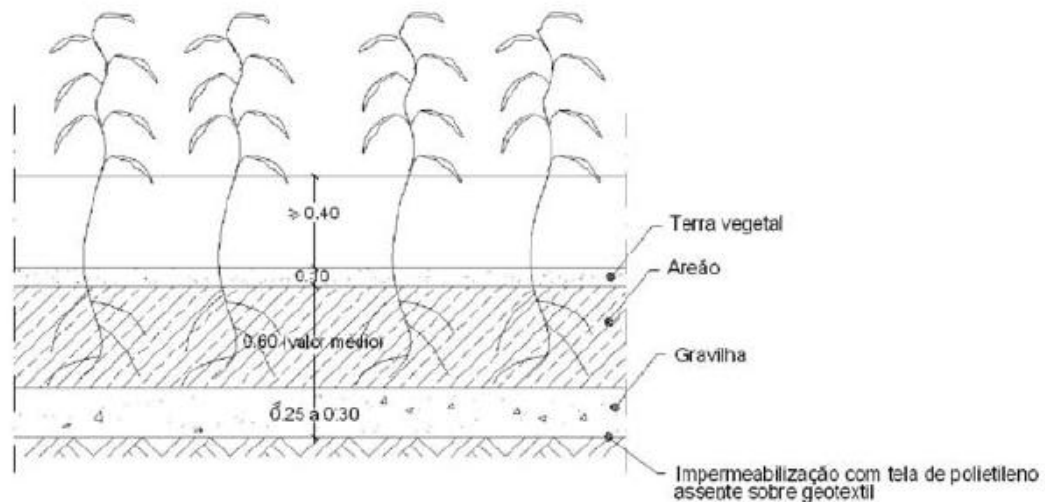
#### 6.4.4. Zona Húmida Construída

Será dimensionada uma Zona Húmidas Construída com 2 estágios de tratamento, do tipo escoamento subsuperficial horizontal. Foi escolhido esse tipo de zona húmida construída porque é a tecnologia de maior aplicação em Portugal, possivelmente 90% das ZHC instaladas em Portugal são de escoamento subsuperficial horizontal (Galvão, 2009).

Vários aspetos construtivos das zonas húmidas construídas têm que ser considerados e avaliados antes do seu dimensionamento, nomeadamente tipo de plantas, inclinação do fundo do leito e meio de enchimento.

Optou-se por escolher dois tipos de plantas emergentes, as Phragmites e as Typhas. As plantas emergentes são as plantas mais comuns tanto em zonas húmidas naturais como as mais utilizadas em zonas húmidas construídas, principalmente em sistemas de escoamento subsuperficial, apresentando as raízes destas plantas normalmente 70 centímetro (Mavioso, 2010).

Em relação à altura do leito, esta é dependente da altura das raízes das plantas e das várias camadas que um leito de escoamento subsuperficial horizontal deve ter, desta forma foi admitida uma altura de 1m, podendo-se observar na figura 32 um corte transversal de um leito com as diferentes camadas, segundo os critérios de aplicação em Portugal (Galvão, 2009).



**Figura 32-** Corte transversal de uma zona húmida construída de escoamento horizontal (Fonte: Galvão, 2009).

Quanto ao meio de enchimento foi escolhida areia grossa, com uma porosidade de 32% e condutividade hidráulica de 480 m/s. Para meio de enchimento de areia grossa, a constante de remoção ( $k_{20}$ ) é de 1,35.

A eficiência do tratamento é afetada pela inclinação do leito, obtendo-se uma menor eficiência para inclinações mais elevadas, sendo a inclinação considerada neste estudo de 1%. A tabela 20 apresenta os dados utilizados no dimensionamento da Zona húmida construída.



**Tabela 20** – Dados de dimensionamento da Zona húmida construída.

Parâmetro	Valor
Altura (m)	1
Porosidade	0,32
Condutividade hidráulica (m/s)	480
Declive do leito	0,01
Temperatura de Verão (°C)	22,18
Temperatura de Inverno (°C)	12,17
Constante de remoção	1,35
CBO <sub>5</sub> afluente (mg/l O <sub>2</sub> )	75
CQO afluente (mg/l O <sub>2</sub> )	286
SST afluente (mg/l)	185
<b>Requisitos de descarga de água residual tratada</b>	
CBO <sub>5</sub> (mg/l O <sub>2</sub> )	25
CQO (mg/l O <sub>2</sub> )	125
SST (mg/l)	35

➤ Verificação da condição  $ks \times d > 8,6$

$$\Leftrightarrow ks \times d = 480 \times 0,01$$

$$\Leftrightarrow ks \times d = 4,8$$

Verifica-se a condição

➤ Cálculo da área transversal

$$A_e = \frac{Q}{ks \times d}$$

$$\Leftrightarrow A_e = \frac{785,136}{4,8}$$

$$\Leftrightarrow A_e = 163,57 \text{ m}$$



➤ Cálculo da largura do leito

$$L = \frac{A_e}{h}$$

$$\Leftrightarrow L = \frac{163,57}{1}$$

$$\Leftrightarrow L = 163,57 \text{ m}$$

➤ Cálculo da área superficial do leito

$$S_a = Q_{med} \times \frac{\ln C_{in} - \ln C_{out}}{kt \times h \times n}$$

$$kt = k_{20} \times 1,06^{(T-20)}$$

- Verão

$$kt = 1,35 \times 1,06^{(22,18 - 20)}$$

$$\Leftrightarrow kt = 1,53$$

- Inverno

$$kt = 1,35 \times 1,06^{(12,17 - 20)}$$

$$\Leftrightarrow kt = 0,86$$

Admitiu-se um 1º estágio com 50% de eficiência, sendo o 2º estágio de afinação de forma a cumprir os requisitos de descarga para água residual tratada.

➤ 1º Estágio de Tratamento (características do efluente apresentadas na tabela 21)

**Tabela 21** - Características do efluente do 1º estágio.

**Características do efluente do 1º Estágio**

CBO 5 (mg O <sup>2</sup> /L)	37,5
CQO (mg O <sup>2</sup> /L)	143
SST (mg/L)	92,5



- Verão

$$S_a = 785,14 \times \frac{\ln(75) - \ln(37,5)}{1,53 \times 1 \times 0,32}$$
$$\Leftrightarrow S_a = 970,34 \text{ m}^2$$

- Inverno

$$S_a = 785,14 \times \frac{\ln(75) - \ln(37,5)}{0,86 \times 1 \times 0,32}$$
$$\Leftrightarrow S_a = 1631,24 \text{ m}^2$$

Admite-se a situação mais desfavorável  $\rightarrow$  Inverno

- Cálculo do comprimento do leito

$$C = \frac{S_a}{L}$$
$$\Leftrightarrow C = \frac{1631,24}{163,57}$$
$$\Leftrightarrow C = 9,97 \text{ m}$$

- 2º Estágio de Tratamento (características do efluente apresentadas na tabela 22)

**Tabela 22** - Características do efluente do 2º estágio.

**Características do efluente do 2º Estágio**

CBO 5 (mg O <sup>2</sup> /L)	25
CQO (mg O <sup>2</sup> /L)	125
SST (mg/L)	35

- Verão

$$S_a = 785,14 \times \frac{\ln(37,5) - \ln(25)}{1,53 \times 1 \times 0,32}$$
$$\Leftrightarrow S_a = 532,52 \text{ m}^2$$



- Inverno

$$S_a = 785,14 \times \frac{\ln(37,5) - \ln(25)}{0,86 \times 1 \times 0,32}$$

$$\Leftrightarrow S_a = 954,21 \text{ m}^2$$

Admite-se a situação mais desfavorável  $\rightarrow$  Inverno

- Cálculo do comprimento do leito

$$C = \frac{954,21}{163,57}$$

$$\Leftrightarrow C = 5,83 \text{ m}$$

A tabela 23 apresenta o resumo das dimensões obtidas para a Zona húmida construída do sistema de tratamento.

**Tabela 23** – Quadro resumo das dimensões da Zona Húmida Construída.

Parâmetro	Valor
Caudal médio ano Hp (m <sup>3</sup> /d)	785,14
Altura (m)	1
Área transversal (m)	163,57
Largura do leito (m)	163,57
<b>1º Estágio</b>	
Área superficial (m <sup>2</sup> )	1631,24
Comprimento (m)	9,97
<b>2º Estágio</b>	
Área superficial (m <sup>2</sup> )	954,21
Comprimento (m)	5,83



### 6.5. Avaliação de custos

Segundo Silva & Braga (2006, citado em Oliveira, 2007), os principais custos de construção de uma Zona Húmida Construída do tipo escoamento subsuperficial horizontal são:

- Prospeção geotécnica;
- Limpeza do terreno;
- Escavação e terraplanagem;
- Impermeabilização dos leitos;
- Meio poroso;
- Estruturas de entrada e saída;
- Plantas;
- Tratamento primário;
- Custos de operação e manutenção.

#### ➤ Prospeção geotécnica

Raramente é necessário fazer este tipo de trabalhos, dependendo da natureza do solo, mas os sistemas que recorreram a prospeções geotécnica apresentaram valores de cerca de 10 000 €.

#### ➤ Limpeza do terreno

A limpeza do terreno consiste na preparação para a construção, nomeadamente corte de árvores e arranque de raízes quando necessário. Apesar de este tipo de trabalhos não ser necessário para a zona de estudo, o preço referenciado é de 2500 €/ha.

#### ➤ Escavação e terraplanagem

Consiste na escavação, aterro e terraplanagem do terreno, de modo a criar uma plataforma de trabalho. Depois, através de escavações e aterros localizados são criados os leitos e as inclinações.

O custo costuma rondar os 4 €/m<sup>3</sup>, representando normalmente cerca de 10% do custo total da obra, dependendo do tipo de terreno.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

➤ Impermeabilização dos leitos.

Na maioria das ZHC, o material utilizado é o polietileno de alta densidade (PEAD), sendo o preço normal de 15 €/m<sup>2</sup> e corresponde a 20% do custo total.

➤ Meio poroso

Corresponde à despesa principal na construção de ZHC, tem um custo de cerca de 20€/m<sup>3</sup>, representando cerca de 30 % dos custos totais.

Existem vários tipos de meios porosos, usando outros materiais e configurações, mas a maioria das ZHC apresentam o seguinte esquema:

- Nas zonas de entrada e saída dos leitos é habitual aplicar brita de 40/70 mm;
- O fundo do leito tem uma camada de 0,20 m de espessura de gravilha com grãos entre 15 e 25 mm;
- A camada intermédia é constituída por 0,40 m de gravilha com grãos ente 3 e 10 mm;
- A camada superior é em solo e tem 0,10 m de espessura.

➤ Estruturas de entrada e saída

As estruturas de entrada e saída são algumas modificações efetuadas com tubos e as caixas de visita são do tipo habitualmente usado em redes de drenagem de esgotos.

A estrutura de saída é feita de modo a permitir a regulação do nível de água no interior dos leitos, quanto às canalizações, existem entre o tratamento primário e os leitos e também na ligação dos pontos de saída dos leitos ao meio recetor. O custo das canalizações em PVC, com aplicação, é de 8 €/m, correspondendo a 9 % do custo total.

➤ Plantas

A forma mais prática e rápida de obter as macrófitas, face ao seu baixo custo, é serem compradas a produtores locais, sendo os custos típicos de 2 €/m<sup>2</sup>, correspondendo a cerca de 4 % do custo total.



➤ Tratamento primário

O tratamento primário mais usado em ZHC consiste numa gradagem manual seguida de um tanque Imhoff, podendo representar até 20% do custo total da obra, variando de 8 000 € a 35 000 €. Apesar de neste estudo só se ter considerado um tratamento preliminar, os custos serão equiparadas a um tratamento primário, admitindo-se um valor de 20 000 €.

Segundo Oliveira (2007) é possível determinar o custo total de uma ZHC a partir da seguinte função de custo:

$$Y = -297,43 \times \ln(X) + 2103,5 \quad [6.1]$$

Sendo:

Y – custo *per capita* (€/hab.eq.)

X – população servida (hab.eq.)

➤ Custos de operação e manutenção

Sendo a tecnologia utilizada em ZHC bastante simples, visto que não possuem equipamentos elétricos nem mecânicos e o escoamento processa-se por ação da gravidade, os custos associados à O&M são mínimos e muito económicos quando comparados a outras tecnologias existentes.

As principais tarefas de operação e manutenção são:

- Limpeza das grades;
- Remoção de areias da câmara de desarenamento;
- Verificação e ajuste do nível de água dentro do leito;
- Limpeza e desobstrução das estruturas de entrada e saída;
- Corte e remoção das plantas.

Os custos associados a estas tarefas totalizam cerca de 1200 €/ano para todo o sistema, sendo praticamente o dobro neste trabalho porque existem dois estágios de tratamento biológico.

Para além dos custos já apresentados, é de extrema importância referir que os sistemas de tratamento com ZHC ocupam uma grande extensão de terreno. O comprimento do sistema dimensionado é de 163,57 m, no entanto o terreno onde está instalado a ETAR da Vila de São Sebastião, pertencente aos SMAH, só tem cerca de 55



m de comprimento. Apesar de toda a área envolvente serem terrenos agrícolas possíveis de ser usados, isto implica custos na aquisição dos terrenos, sendo necessário adquirir 1744 m<sup>2</sup> para a instalação da ZHC.

Por consulta de sites de venda de imóveis, avaliou-se o custo por m<sup>2</sup> de vários terrenos agrícolas e admitiu-se assim um valor de 10 €/m<sup>2</sup> para este estudo, no entanto este valor pode não corresponder à realidade sendo apenas indicativo.

Foram calculados também os custos de construção totais a partir da função de custo, representada pela equação [6.1], tendo-se obtido um valor de 125 771 € para os dados de população obtidos para o ano horizonte de projeto.

Em relação às estruturas de entrada e saída, sabe-se que estas representam 9% dos custos totais de construção de uma ZHC, no entanto só há referência do custo das canalizações. Desta forma, admitiu-se que os custos das estruturas de entrada e saída seriam 9% do valor obtido pela equação [6.1], apresentando no parágrafo anterior.

Na tabela 24 apresenta-se os custos previstos para o sistema de tratamento de águas residuais.

**Tabela 24** – Custos previstos para o sistema de tratamento de águas residuais da Vila de São Sebastião.

	<b>Custos</b>
Prospecção geotécnica	10 000 €
Limpeza do terreno	647 €
Escavação e terraplanagem	10 341 €
Impermeabilização dos leitos	38 816 €
Meio poroso	41 352 €
Estruturas de entrada e saída	11 071 €
Plantas	5 175 €
Tratamento primário	20 000 €
Custos de Aquisição de terrenos	17 440 €
<b>Custos Totais de Construção</b>	<b>136 842 €</b>
<b>Custos de operação e manutenção</b>	<b>2 000 €/ano</b>



Verifica-se que o valor obtido pela função de custo, de 125 771 €, foi inferior ao valor obtido por cálculo de cada tipo de custo associado ao sistema de tratamento com ZHC, no entanto este valor não deve ser ignorado.

### 6.6. Monitorização do Nível Freático

A Vila de São Sebastião desenvolve-se no interior de uma depressão freatovulcânica onde o nível freático se dispõe entre os 140 e os 151 m de altitude. Se as caixas de visita apresentam cotas inferiores aos 151 m é previsível que haja infiltração de água nos coletores da rede de drenagem principalmente quando o nível freático atinge o seu máximo, provavelmente no início do mês de Junho. Desta forma, a monitorização foi realizada de 16 de Junho a 17 de Julho, sempre no mesmo horário, esperando-se observar ao longo do período de monitorização uma diminuição da altura de água residual no coletor, correspondendo a um rebaixamento do nível freático. Na tabela 25 são apresentados os dados obtidos.

**Tabela 25** – Dados da monitorização do nível freático em coletor da rede de drenagem da Vila de São Sebastião.

Altura de água (cm)			
Dia	Hora	Caixa de visita 1	Caixa de visita 2
16/06/2014	10h20m	1	3,5
19/06/2014	10h20m	1,5	3,5
23/06/2014	10h20m	5	5
26/06/2014	10h20m	4,5	4
30/06/2014	10h20m	1	3
03/07/2014	10h20m	0,8	2,9
07/07/2014	10h20m	1,1	3,6
10/07/2014	10h20m	0,9	3,5
14/07/2014	10h20m	1	3
17/07/2014	10h20m	1	2

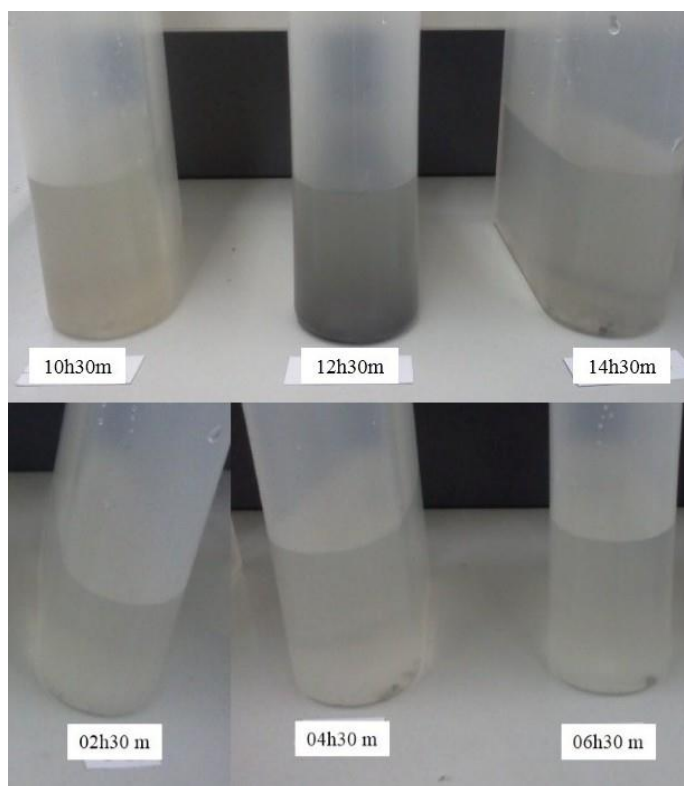


Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

Os dados obtidos na monitorização do nível freático foram inconclusivos, apesar da medição da altura de água no coletor ter sido feita sempre à mesma hora e nos mesmos dias da semana (segundas-feiras e quintas-feiras), não houve qualquer regularidade nos dados.

Uma monitorização deste tipo deve ser feita em horário que não haja produção de caudal doméstico, de madrugada, mas sendo necessário apoio de um funcionário dos SMAH para abertura das tampas das caixas de visita tal não foi possível para este estudo.

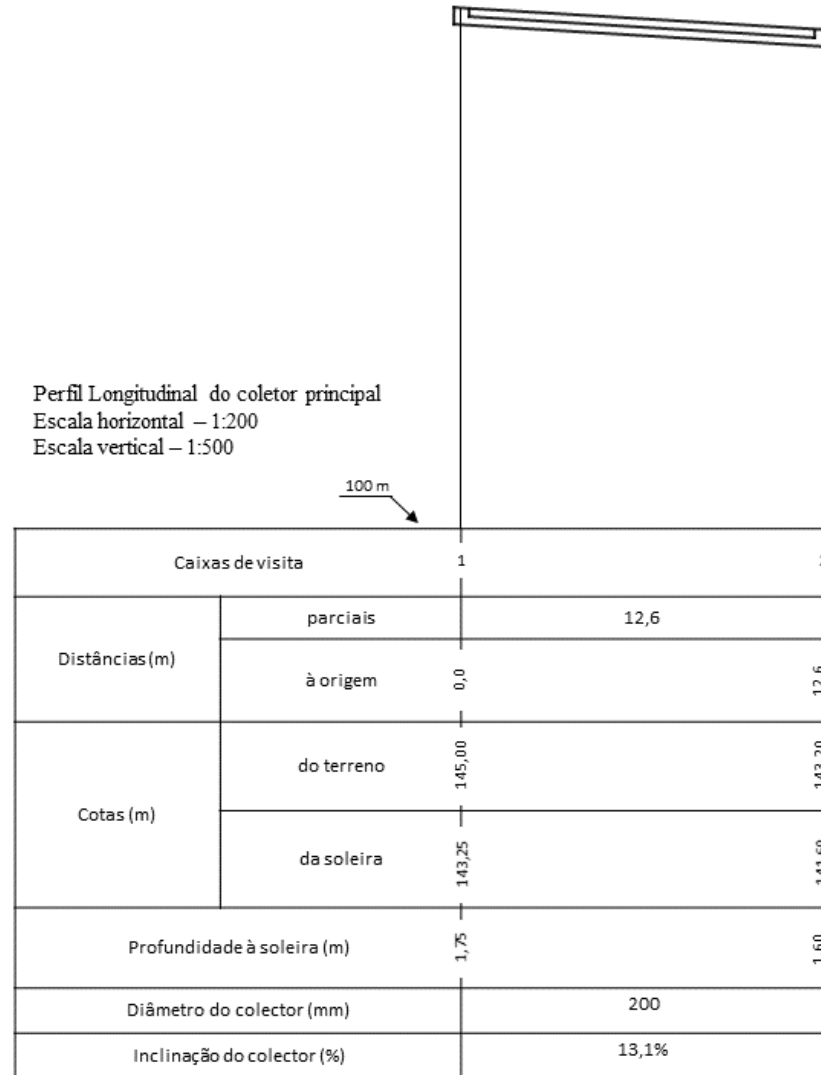
Por observação das amostras de água residual colhidas na ETAR da Vila de São Sebastião, das 02h30m, 04h30m e das 06h30m, verifica-se que existe infiltração de água do aquífero nos coletores da rede de drenagem de águas residuais. As amostras deste período de tempo apresentam um tom transparente, que não corresponde à tonalidade típica de uma água residual, e não existindo produção de caudal doméstico de madrugada este caudal é proveniente de infiltrações. Na figura 33 é possível observar a diferença de tonalidade da água residual colhida entre as 10h30m e as 14h30m e da água residual colhida entre as 2h30m e as 06h30m.



**Figura 33** - Amostras de água residual afluyente à ETAR de São Sebastião (Fonte: Própria).



Foi elaborado um perfil longitudinal do coletor da rede de drenagem onde foi feita a monitorização do nível freático, estando este representado na figura 34 e que se encontra em mais pormenor no anexo 2.



**Figura 34** - Perfil longitudinal do coletor principal.



## Capítulo 7 – Conclusões

A contaminação dos meios hídricos por descargas de águas residuais hoje em dia não é justificável, quer por questões de ética ambiental quer pela variedade de tecnologias disponíveis para o seu tratamento.

Com o “*Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*” verificou-se em Portugal um crescente investimento em sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais, constando do PEAASAR II o objetivo de, até 2013, ser possível servir 90% da população total do país com sistemas de saneamento e águas residuais, sendo 70% das ETAR previstas para servir pequenos aglomerados.

O problema atual dos pequenos aglomerados consiste em terem que providenciar o mesmo nível de tratamento exigido aos sistemas de maiores dimensões, dispondo de uma reduzida disponibilidade financeira e falta de mão-de-obra qualificada para a gestão dos sistemas de tratamento. Desta forma, as soluções de tratamento nestas comunidades devem passar pela utilização de tecnologias com baixo custo de construção e operação, com a garantia que respeitam os parâmetros de descarga mas de uma forma viável e sustentável.

Cumprindo o objetivo deste estudo, em propor uma Tecnologia de Tratamento de Águas Residuais viável para o tratamento de águas residuais domésticas da Vila de São Sebastião, foi avaliada a sustentabilidade de várias tecnologias de tratamento e considerou-se que a melhor opção para este local seria uma Zona Húmida Construída, isto porque apresentam baixos custos de construção e O&M em relação a outras tecnologias de tratamento.

A principal desvantagem das ZHC está na grande extensão de terreno que exigem, verificando-se esta condição após o seu dimensionamento, sendo necessários cerca de 164 metros de comprimento para a instalação do sistema de tratamento proposto para as águas residuais da Vila de São Sebastião. Neste caso de estudo, será necessário adquirir terrenos porque o local onde está instalada a ETAR da Vila de São Sebastião não tem a capacidade necessária, não devendo isto constituir um problema porque toda a área circundante ao local são terrenos agrícolas.

Mesmo com esta condicionante as ZHC apresentam custos de investimento competitivos com outras tecnologias de tratamento, sendo a grande vantagem destes sistemas o facto de apresentarem custos de operação e manutenção muito baixos, porque



não possuem equipamentos elétricos nem mecânicos e não necessitam de mão-de-obra especializada.

Um dos objetivos deste estudo era também colocar a possibilidade de reutilização de água nas proximidades da zona de estudo, no entanto tal hipótese não foi considerada porque os custos com tratamento terciário não seriam justificáveis numa freguesia em que existe um bom sistema aquífero que satisfaz as necessidades da população, quer em termos de consumo humano quer para consumo agrícola.

Em relação à infiltração de água nos coletores da rede de drenagem, é um fator que prejudica o desempenho quer da rede de drenagem, quer dos sistemas de tratamento, porque apesar de a água subterrânea que se infiltra ser de boa qualidade, com menor poluição que os efluentes tratadas de uma ETAR, pode trazer problemas como o aumento dos custos de O&M e a redução da eficiência de tratamento. Desta forma, sendo os custos associados à infiltração elevados, justifica-se o investimento na sua redução e na utilização de indicadores de eficiência do serviço de águas residuais relativamente à sua ocorrência (Cardoso *et al.*, [s.d.]).

Pretendia-se também fazer neste estudo uma caracterização do caudal efluente da ETAR, isto porque até Junho deste ano a água residual doméstica dava entrada no tanque de arejamento, permanecendo por tempo indeterminado no sistema e acabando mesmo por sofrer algum tratamento pela vegetação que cresceu no interior do tanque. No entanto os SMAH fizeram um desvio na obra de entrada e esvaziaram o tanque de arejamento, estando só desde Junho a água residual a correr diretamente para o mar.

Desta forma, é urgente a resolução desta situação devido aos perigos que pode trazer à saúde pública, estando a água residual a ser descarregada nas proximidades de uma zona balnear.

É de realçar que o novo plano estratégico de *Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais*, o PENSAAR 2020, que ainda se encontra em versão preliminar, apresenta que um dos objetivos de caráter obrigatório é a resolução de incumprimentos relativos a descargas de águas residuais sem tratamento, não estando ainda identificado este caso de incumprimento por parte da APA, há a possibilidade de o ser durante a vigência do PENSAAR.



### Referências Bibliográficas

- Amaral, R. 2011. *Avaliação de Soluções Naturais para o Tratamento de Excedentes poluídos de sistemas de água residuais*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Lisboa. Portugal.
- APHA. 1998. *Standard Methods for the examination of water and wastewater*. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environmental Federation, 20<sup>th</sup> ed. Washington.
- Ariscrisnã, P. 2012. *Simulação Numérica Aplicada ao Tratamento de Efluentes*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Química e Biológica. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa – Área Departamental de Engenharia Química. Lisboa. Portugal.
- Botequilha, J. 2013. *Avaliação do Desempenho das Zonas Húmidas Construídas: Estudo de Caso Barroca d’Alva*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade de Lisboa, Instituto Superior de Agronomia. Lisboa. Portugal.
- Cardoso, A., Almeida, M., Coelho, S. [s.d.]. *Avaliação do Impacto da Infiltração no desempenho de sistemas de drenagem urbana*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Cordeiro, D. 2012. *Estudo da Reutilização de uma água residual tratada na Rega Paisagística*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente, perfil Sanitária. Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa. Portugal.
- DRENA. 1979. *Projeto da Estação de Tratamento de Esgotos de São Sebastião*.
- Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos. 2010. *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP)*.
- Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos. 2012. *Relatório Anual do Sector de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP)*.
- Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos. 2014. *PENSAAR 2020 uma nova estratégia para o Setor de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais - Versão preliminar*.
- Freire, P. 2013. *Recursos Hidrominerais dos Açores: Hidrogeologia e Avaliação do Potencial Socioeconómico*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Geologia – Especialidade Hidrogeologia. Universidade dos Açores – Departamento de Geociências. Açores. Portugal.
- Galvão, A. & Matos, J. 2004. Sustentabilidade de pequenos sistemas de tratamento de águas residuais. *VII Congresso da água*, 8 a 12 de Março. Lisboa, Portugal.
- Galvão, A. 2009. *Comportamento Hidráulico e Ambiental de Zonas Húmidas construídas para o Tratamento de Águas Residuais*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia do Ambiente. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Lisboa. Portugal.



- Incontrol. 2008. Manual de Operação e Instalação – Calha Parshall.
- Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais (INSAAR 2008). 2009. *Relatório do Estado do Abastecimento de Água e Drenagem e Tratamento de Águas Residuais*.
- Lencastre, A. 1996. Manual de hidráulica. Lisboa. Portugal.
- Mavioso, J. 2010. *Tratamento de águas residuais através de Leitões de Macrófitas – A influência da vegetação*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Lisboa. Portugal.
- Mendes, A. 2010. *Fito-ETAR uma Eco-Tecnologia aplicada ao tratamento de águas residuais: Análise do Comportamento Hidráulico*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior de Agronomia. Lisboa. Portugal.
- Metcalf & Eddy. 2003. *Wastewater Engineering: Treatment and Reuse*. 4ª Edição, McGraw-Hill.
- Miguel, A. 2012. *Tratamento de Águas Residuais Urbanas com recurso a processos em série de precipitação química e neutralização natural*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Instituto Politécnico de Beja, Escola Superior Agrária. Beja. Portugal.
- Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional. 2007. *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais 2007-2013 (PEAASAR II)*.
- Moura, I. 2012. *Opções de tratamento de águas residuais por sistemas clássicos de lamas activadas numa perspectiva de minimização de recursos aplicados*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa. Portugal.
- Oliveira, J. 2007. *Diagnóstico e Optimização do Tratamento de Águas Residuais em Leitões de Macrófitas*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade do Porto – Faculdade de Engenharia. Porto. Portugal.
- Oliveira, J. 2008. *Estudo da Influência do material de enchimento na remoção de matéria orgânica, azoto e sólidos em Leitões de Macrófitas do Tipo ESSH*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Sanitária. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia – Departamento de Ciências e Engenharia do Ambiente. Lisboa. Portugal.
- Oliveira, R. 2013. *Boletim Informático nº146*. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos. Lisboa. Portugal.
- Pimentel, A. 2006. *Domas e Couulées da Ilha Terceira (Açores): Contribuição para o estudo dos mecanismos de instalação*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Vulcanologia e Riscos Geológicos. Universidade dos Açores- Departamento de Geociências. Açores, Portugal.
- Quadros, S. 2011. *Tratamento de Águas Residuais Urbanas – Texto de Apoio Pedagógico*. Universidade dos Açores.



- Rodrigues, F. 2002. *Hidrogeologia da Ilha Terceira*. Dissertação para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia do Ambiente. Universidade dos Açores. Departamento de Ciências Agrárias. Angra do Heroísmo. Portugal.
- Santo, L. 2008. *Sistemas Simplificados de Saneamento de Águas Residuais*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia do Ambiente. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico. Lisboa. Portugal.
- Santos, D. & Brito, C. [s.d.]. *Tratamento de efluentes por processos naturais*. Universidade do Algarve, Instituto Superior de Engenharia-Departamento de Engenharia Civil. Algarve. Portugal.
- Seco, M. 2008. *Avaliação de Leitões de Macrófitas no tratamento de águas residuais domésticas em Portugal: Sistemas de fluxo sub-superficial horizontal*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Tecnologia Ambiental. Universidade de Trás-os-Montes e Alto Douro. Vila Real. Portugal.
- Vymazal, J. 2007. *Removal of nutrients in various types of constructed wetlands*. Science of the Total Environment, 380 (2007), 48-65.

#### **Referências online:**

- Azevedo, R. 2002. *Tecnologias de Tratamento de Águas Residuais Urbanas*. URL: <http://www.pluridoc.com/Site/FrontOffice/Default.aspx?module=Files/FileDescription&ID=629&state=FD>. Acedido em 7 de Janeiro de 2014.
- Garcia, J. [s.d.] *Biorremediação*. URL: <http://www.infoescola.com/ecologia/biorremediacao/>. Acedido a 29 de Janeiro de 2014.

#### **Legislação consultada:**

Decreto Regulamentar n.º 23/95 de 23 de Agosto de 1995 “D.R Série B” n.º194.

Decreto-Lei n.º 152/97, de 19 de Junho de 1997 “D.R Série A” n.º139.

Decreto-Lei n.º 236/98, de 1 de Agosto de 1998 “D.R Série A” n.º176.



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

# **Anexos**



Universidade dos Açores – Departamento de Ciências Agrárias  
Mestrado em Engenharia e Gestão de Sistemas de Água

## Anexo 1



Laboratório Municipal de Angra do Heroísmo

Rua do Barcelos, 4  
Angra do Heroísmo - Sé, 9700-026  
Tel.: 295218322; Fax: 295204880  
Email: lmah@smah.pt  
www.cm-ah.pt

**Cliente:**

S.M. da Câmara Municipal de Angra do Heroísmo  
Rua do Barcelos, 4  
9700-026 Angra do Heroísmo

**Relatório de Ensaios N.º: 254 / 2014**

Versão: 1.0

Pag 1 de 1

Boletim Definitivo

<b>Tipo de amostra:</b> Água Residual	<b>Data de Recolha:</b>	01/07/2014
<b>Local de Colheita:</b> Água residual - São Sebastião	<b>Data de Recepção:</b>	02/07/2014
<b>Porto Colheita:</b> Efluente bruto	<b>Data Inic. Análise:</b>	02/07/2014
<b>Colhida por:</b> Operador da ETAR	<b>Data Fim Análise:</b>	07/07/2014
	<b>Data de Emissão:</b>	07/07/2014

**Parâmetros de Campo**

Ensaio	Resultado	Unidade	Valor Limite
pH * Potenciometria	7,4 ( 24°C)	Escala de Sorensen	6-9
Carência Química de Oxigénio * SMEWW 5220 C:2012 - Titulimetria	286	mg O2/L	125
Carência Bioquímica de Oxigénio * SMEWW 5210 C:2012 - Respirométrico	75	mg O2/L	25
Sólidos Suspensos Totais * EN 872:2005	185	mg/L	35

**Apreciação:**

**Observações:**

Os valores limite apresentados são os valores limite de descarga definidos nos Decreto Legislativo Regional 18/2009/A e Decreto-Lei n.º 236/98.

Diretora Delegada  
Maria do Anjo C. Ekström, Eng.ª

**OS ENSAIOS ASSINALADOS COM (\*) NÃO ESTÃO INCLUIDOS NO ÂMBITO DA ACREDITAÇÃO**

Os ensaios assinalados com (\*\*) são subcontratados e não acreditados. Os assinalados com (\*\*\*) são subcontratados e acreditados. Os resultados dizem respeito exclusivamente às amostras ensaiadas.

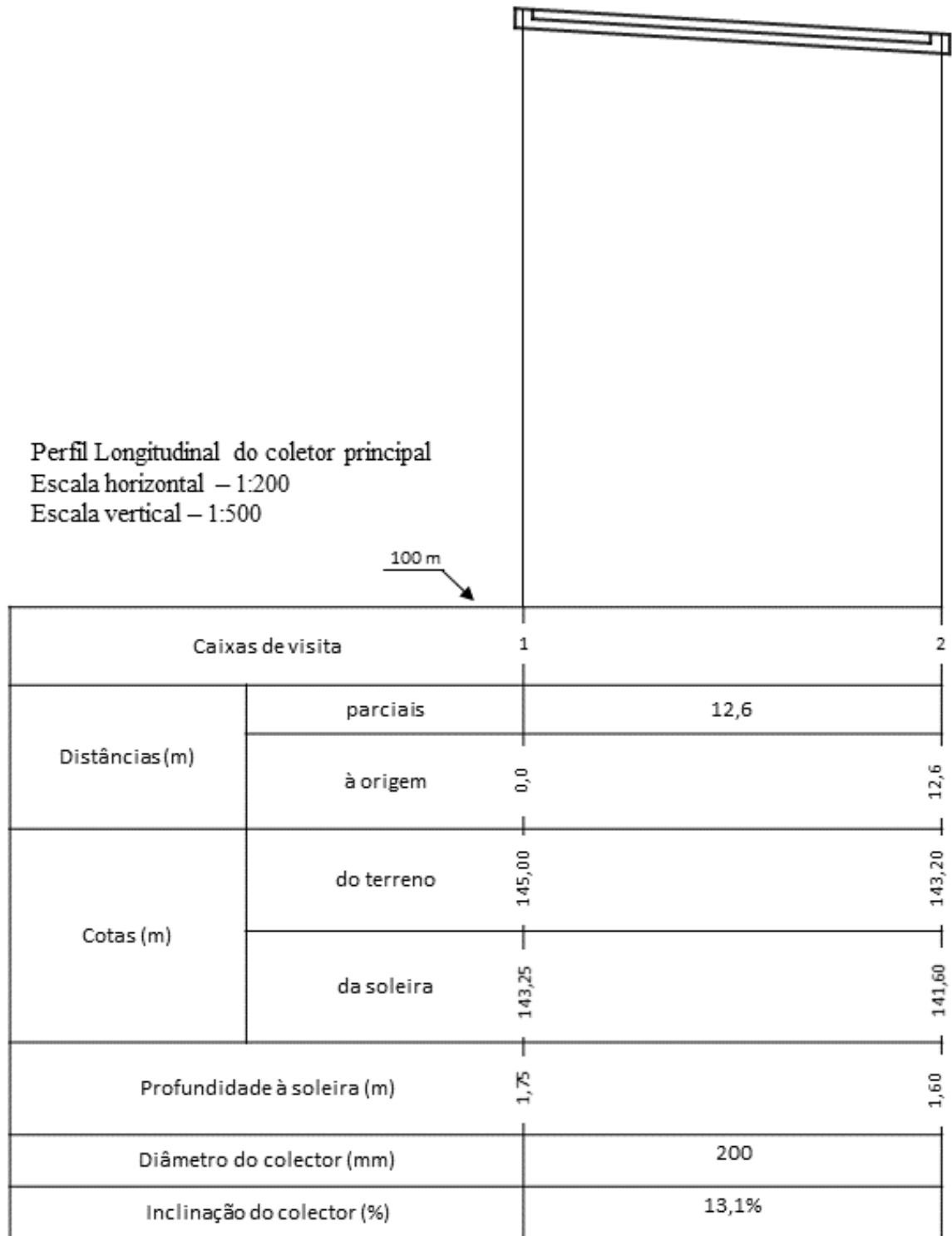
A colheita não se encontra incluída no âmbito da acreditação.

Este relatório só pode ser reproduzido na íntegra, excepto sob autorização expressa do laboratório.

SMEWW - Standard Methods for the Examination of Water & Wastewater; EN - European Standard (Norma Europeia); LQ - limite de quantificação do referido método de ensaio; NP - Norma Portuguesa; ISO - International Organization for Standardization



**Anexo 2**





### Anexo 3

### Bacia de drenagem – ETAR São Sebastião



**Legenda:**

**Colectores - Drenagem**

Função do colector, Tipo de rede do colector, Tipo de escoamento

- Colector, Domestico, Superfície livre
- Colector, Pluvial, Superfície livre
- Colector, Unitario, Superfície livre
- Colector, Misto, Superfície livre
- Colector, Biogas, Secção cheia gravítico
- Emissário/Interceptor, Domestico, Secção cheia elevatorio
- Emissário/Interceptor, Domestico, Superfície livre
- Emissário/Interceptor, Pluvial, Superfície livre
- Emissário/Interceptor, Misto, Superfície livre
- Exutor/exutor submarino, Domestico, Superfície livre
- ETAR - Drenagem

