



João Ricardo Souteiro Cândido

Licenciado em Ciências de Engenharia do Ambiente

MODELAÇÃO DINÂMICA DE SISTEMAS DE DRENAGEM EM MEIO URBANO

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia do Ambiente, perfil Engenharia Sanitária

Orientador: David José Fonseca Pereira, Prof. Doutor,
FCT-UNL

Júri:

Presidente: Prof. Doutor António Pedro de Nobre Carmona Rodrigues

Arguente: Eng.º João Maria Matos Lopes da Fonseca

Vogal: Prof. Doutor David José Fonseca Pereira

© **João Ricardo Souteiro Cândido**

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Dissertação redigida segundo o Acordo Ortográfico aprovado pelo Decreto n.º 35 228, de 8 de Dezembro de 1945.

“The problems we face today cannot be solved with the same thinking that created those problems on the first place.”

Albert Einstein

Agradecimentos

Ao Professor Doutor David José Fonseca Pereira, orientador científico desta dissertação, por ter criado a oportunidade de realizar o presente trabalho, pelo apoio técnico e científico, e, em particular, pelo enriquecimento e revisão do texto.

À SIMTEJO - Saneamento Integrado dos Municípios do Tejo e Trancão, S. A., onde parte da dissertação foi realizada. Em particular: ao Eng.º Pedro Póvoa, pelos meios disponibilizados e conhecimentos transmitidos; à Eng.ª Vanda Barroso pela constante amabilidade, disponibilidade e valorosas sugestões que muito contribuíram para o desenvolvimento do trabalho; à Eng.ª Conceição David pela simpatia e transmissão de conhecimentos no domínio da modelação matemática. E, de uma forma geral, a todo o grupo I&D pelo apoio e boa disposição com que me receberam.

A todos os amigos que me acompanharam durante estes anos e que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, através da sua amizade.

À minha prima Sandra, pela disponibilidade na leitura do trabalho e respectivas sugestões.

À minha tia Maria João, pela amizade, carinho, e estímulo inculcido através das numerosas vezes em que colocou a questão: “Então, João, quando terminas a tese?”; contribuindo, sem dúvida, para a concretização da mesma.

Aos meus pais, Alice e José, pela amizade, carinho e estímulo demonstrados na minha formação pessoal e científica. Em especial, à minha mãe, à qual dedico o presente trabalho, pelo insubstituível papel que tem desempenhado na minha vida.

Resumo

A crescente preocupação com os recursos hídricos e o aumento da complexidade dos sistemas de drenagem urbana têm incrementado o uso de modelos matemáticos, sobretudo, pelas entidades gestoras de sistemas de saneamento, para as quais a sua utilização se revela numa ferramenta útil a nível de operação, planeamento e validação de projecto do sistema.

Foi neste âmbito, e para contribuir para o estado de conhecimento na área, que o presente trabalho de investigação foi desenvolvido.

Neste trabalho, é aplicado o modelo de simulação “*Storm Water Management Model*” (SWMM), desenvolvido pela “*United States Environmental Protection Agency*” (U.S. EPA), a um caso de estudo real, com o objectivo de analisar o comportamento dinâmico do escoamento num sistema de drenagem de águas residuais em meio urbano. Foram, também, formulados dois cenários de simulação, com vista à optimização do sistema, através da definição de regras de controlo em tempo real, utilizando bombas com variação de velocidade e tirando partido das infra-estruturas existentes.

Com efeito, a simulação dinâmica, para além de possibilitar um conhecimento mais detalhado do sistema, permitiu, ainda, identificar algumas insuficiências e disfunções de natureza hidráulica. Nos cenários de simulação respeitantes à sua optimização hidráulica, a metodologia desenvolvida mostrou-se eficaz, tendo sido possível, em ambos os cenários, obter um amortecimento do caudal de ponta afluente à estação de tratamento de águas residuais (ETAR).

Na secção final do trabalho são enunciadas algumas sugestões para melhoramentos do modelo, com o intuito de aperfeiçoar a sua resposta e conferir uma maior segurança nos processos de tomada de decisão, destacando-se, especialmente, uma abordagem integrada à modelação, com vista a uma eficiente gestão dos recursos hídricos.

Palavras-chave: águas residuais, drenagem urbana, modelação matemática, gestão de sistemas, SWMM.

Abstract

The growing concern over water resources and the increasing complexity of urban drainage systems has evolving the use of mathematical models, particularly between wastewater management companies, for which their use proves to be a valuable tool in terms of operation, planning and validating system design.

It was in this context, and to contribute to the state of art in this field, that the present research work was developed.

In this work the Storm Water Management Model (SWMM), developed by United States Environmental Agency (U.S. EPA), was applied to a real case study with the aim to evaluate the hydrodynamic behavior of an urban drainage system. Also, were formulated two simulation scenarios in order to improve the system performance by setting real time control rules, using variable speed pumps and taking advantage of existing infrastructures.

The dynamic simulation contributed to a better understanding of the system and allowed, as well, to detect some hydraulics shortcomings and dysfunctions. In the simulation scenarios with the view to upgrade the system performance, the implemented methodology showed effective results, in both situations, by reducing the peak flow on the wastewater treatment plant (WWTP).

In the final section of the study are listed some suggestions for improvements of the model, in order to increase its response and provide greater confidence in the decision making processes, highlighting, in particular, an integrated modelling approach to enhance the water resources management.

Keywords: wastewater, urban drainage, mathematical modelling, systems management, SWMM.

Índice de matérias

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	ENQUADRAMENTO DO TEMA	1
1.2	OBJECTIVOS E METODOLOGIA DO ESTUDO.....	2
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	INTRODUÇÃO	5
2.2	SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	5
2.2.1	<i>Notas introdutórias</i>	<i>5</i>
2.2.2	<i>Tipos de sistemas de drenagem</i>	<i>6</i>
2.2.3	<i>Componentes dos sistemas de drenagem.....</i>	<i>7</i>
2.2.4	<i>Critérios de projecto de sistemas de saneamento</i>	<i>9</i>
2.3	MODELAÇÃO MATEMÁTICA DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA	9
2.3.1	<i>Notas introdutórias</i>	<i>9</i>
2.3.2	<i>Classificação de modelos e etapas do processo de modelação</i>	<i>10</i>
2.3.3	<i>Princípios de desenvolvimento e formulação de modelos</i>	<i>12</i>
2.3.4	<i>Software existente para modelação de sistemas de drenagem urbana e selecção do modelo a utilizar no estudo</i>	<i>17</i>
2.3.5	<i>Calibração de modelos matemáticos</i>	<i>20</i>
3	APLICAÇÃO DO MODELO SWMM AO SUBSISTEMA DE DRENAGEM DE VILA FRANCA DE XIRA.....	21
3.1	INTRODUÇÃO	21
3.2	CARACTERIZAÇÃO DO SUBSISTEMA DE DRENAGEM EXISTENTE.....	21
3.2.1	<i>Descrição geral.....</i>	<i>21</i>
3.2.2	<i>Frente de drenagem de Alhandra</i>	<i>26</i>
3.2.3	<i>Frente de drenagem de Vila Franca de Xira</i>	<i>29</i>
3.2.4	<i>Frente de drenagem da Vala do Carregado</i>	<i>31</i>
3.2.5	<i>Frente de drenagem do Porto de Areia.....</i>	<i>33</i>
3.3	CONCEPTUALIZAÇÃO DO MODELO	35
3.3.1	<i>Construção do modelo hidráulico.....</i>	<i>35</i>
3.3.2	<i>Construção do modelo hidrológico.....</i>	<i>37</i>
3.3.3	<i>Componentes especiais do modelo</i>	<i>38</i>
3.4	DADOS DE BASE AO FUNCIONAMENTO DO MODELO.....	43
3.4.1	<i>Notas introdutórias</i>	<i>43</i>
3.4.2	<i>Afluências ao subsistema.....</i>	<i>43</i>

3.4.3	<i>Condições de fronteira</i>	47
3.5	CALIBRAÇÃO DO MODELO	48
3.5.1	<i>Processo de calibração do modelo</i>	48
3.5.2	<i>Tempo seco</i>	49
3.5.3	<i>Tempo húmido</i>	51
4	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO	55
4.1	INTRODUÇÃO E CENÁRIOS DE SIMULAÇÃO.....	55
4.2	SIMULAÇÃO HIDRÁULICA DO ESTADO ACTUAL DO SUBSISTEMA DE DRENAGEM.....	56
4.2.1	<i>Cenário 1 – Situação de tempo seco</i>	56
4.2.2	<i>Cenário 2 – Situação de tempo húmido</i>	58
4.3	ESTUDO DO POTENCIAL AMORTECIMENTO DO CAUDAL DE PONTA AFLUENTE À ETAR.....	61
4.3.1	<i>Cenário 3 – Utilização de bombas com velocidade variável</i>	61
4.3.2	<i>Cenário 4 – Redução do coeficiente de simultaneidade das estações elevatórias</i> ..	66
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	71
5.1	CONCLUSÕES FINAIS	71
5.2	SUGESTÕES PARA PROSSEGUIMENTO DOS ESTUDOS	73
	REFERÊNCIAS	75
	ANEXOS	79
	ANEXO I	81
	ANEXO II	95

Índice de figuras

Figura 2.1 – Representação esquemática de formação de hidrograma, no tempo (adaptado de RAUCH et al., citado por MATOS, 2006)	13
Figura 2.2 – Preissmann Slot (adaptado de YEN e PANSIC, 1980)	16
Figura 3.1 – Representação do subsistema de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)	22
Figura 3.2 – Pormenor do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)	24
Figura 3.3 – Pormenor do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)	25
Figura 3.4 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Alhandra	27
Figura 3.5 – Vista da câmara de manobras da instalação elevatória EE7	28
Figura 3.6 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Vila Franca de Xira	30
Figura 3.7 – Vista da câmara de manobras da instalação elevatória EE8	31
Figura 3.8 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem da Vala do Carregado	32
Figura 3.9 – Vista do poço de bombagem da instalação elevatória EE1	33
Figura 3.10 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Porto de Areia	34
Figura 3.11 – Vista do poço de bombagem da instalação elevatória EE2	35
Figura 3.12 – Representação conceptual do modelo hidráulico do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira, no modelo SWMM	36
Figura 3.13 – Volumes médios diários elevados pelas estações elevatórias EE1, EE2, EE3, EE4, EE5 e EE9 em tempo seco e tempo húmido	37
Figura 3.14 – Representação conceptual do modelo hidráulico e do modelo hidrológico no modelo SWMM, relativo ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira.....	38
Figura 3.15 – Representação conceptual do descarregador de tempestade “DTA29”	39
Figura 3.16 – Curva de perda de carga referente às válvulas de maré instaladas na câmara de alívio do descarregador de tempestade “DTA29”	40
Figura 3.17 – Curva de vazão da válvula de controlo de caudal instalada a jusante do descarregador de tempestade “DTA29”	40
Figura 3.18 – Pormenor da frente de drenagem de Alhandra no modelo SWMM.	41
Figura 3.19 – Curva característica das bombas da instalação elevatória EE7	42
Figura 3.20 – Regras de controlo associadas ao funcionamento das bombas existentes na instalação elevatória EE7	42

Figura 3.21 – Hidrograma padrão da ETAR de Vila Franca de Xira.....	44
Figura 3.22 – Representação dos hidrogramas afluentes às estações elevatórias do subsistema de Vila Franca de Xira	45
Figura 3.23 – Intensidade das precipitações registadas no posto udográfico de Beirolas durante o mês de Abril de 2012	47
Figura 3.24 – Níveis de maré	47
Figura 3.25 – Caudais observados versus caudais simulados (16/04/2012)	50
Figura 3.26 – Caudais observados versus caudais simulados (23/04/2012)	51
Figura 3.27 – Caudais observados versus caudais simulados (10/04/2012)	52
Figura 3.28 – Caudais observados versus caudais simulados (13/04/2012)	52
Figura 3.29 – Caudais observados versus caudais simulados (25/04/2012)	53
Figura 4.1 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra- A até à instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco.....	57
Figura 4.2 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até à instalação elevatória EE8, com evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco.....	57
Figura 4.3 – Perfil longitudinal do emissário da Rua do Carril até á instalação elevatória EE2, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco.....	58
Figura 4.4 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra- A até á instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido.....	59
Figura 4.5 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra-B até á instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido.....	60
Figura 4.6 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até á instalação elevatória EE8, com evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido.....	60
Figura 4.7 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento do grupo electrobomba da instalação elevatória EE8, respeitante ao cenário de simulação 3.....	62
Figura 4.8 – Variação de caudal dos grupos elevatórios da instalação elevatória EE8, correspondente à situação actual e à situação proposta, para o evento de precipitação ocorrido no dia 25 de Abril de 2012.....	64
Figura 4.9 – Caudais observados versus caudais simulados (situação actual e situação proposta)	64
Figura 4.10 – Perfil longitudinal (parcial) do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até à instalação elevatória EE8, em situação de ponta, para o cenário proposto	65
Figura 4.11 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento dos grupos electrobomba da instalação elevatória EE2, respeitante ao cenário de simulação 4.....	67
Figura 4.12 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento dos grupos electrobomba da instalação elevatória EE4, respeitante ao cenário de simulação 4.....	67

Figura 4.13 – Caudais observados versus caudais simulados (situação actual e situação proposta)
..... 68

Índice de quadros

Quadro 2.1 – Modelação nas diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento (adaptado de DAVID 2005, citado por ENSINAS, 2009)	10
Quadro 2.2 – Modelos de cálculo utilizados pelos programas de simulação de sistemas de drenagem urbana (adaptado de DAVID, 2005 citado por FERREIRA, 2006)	18
Quadro 3.1 – Estimativa de caudais em tempo seco por EE	45
Quadro 3.2 – Factores de ponta horários do hidrograma padrão.....	46
Quadro 3.3 – Valores de referência utilizados na calibração do modelo.....	49
Quadro 3.4 – Resultados da calibração em tempo húmido.....	53

Siglas e Acrónimos

AESN - Agence de l'eau Seine-Normandie

CE - Conduto Elevatória

CGE - Compagnie Générale des Eaux

DH - Danish Hydraulic Institute

DT - Descarregador de Tempestade

EE - Estação Elevatória

EPA - Environmental Protection Agency

ETAR - Estação de Tratamento de Águas Residuais

FFD - Ferro Fundido Dúctil

IH - Instituto Hidrográfico

PEAD - Polietileno de Alta Densidade

PP - Polipropileno

PPC - Polipropileno Corrugado

PRFV - Poliéster Reforçado a Fibra de Vidro

RTC - Real Time Control

SEDIF - Syndicat des Eaux d'Ile-de-France

SIG - Sistema de Informação Geográfica

SWMM - Storm Water Management Model

VSP - Variable Speed Pump

Simbologia

A - Secção do escoamento

DN - Diâmetro nominal

EQp - Erro no caudal de ponta

EV - Erro volumétrico

Fph – Factor de ponta horário

h - Altura do escoamento

i - Inclinação do colector

J - Perda de carga unitária

n - Coeficiente de rugosidade de *Manning*

Q - Caudal

q_L - Caudal unitário lateral

Q_{observado} - Caudal máximo observado *in situ*

Q_{simulado} - Caudal máximo obtido por modelação

t - Tempo (s);

V - Velocidade uniforme fictícia em cada secção transversal

V_{max} - Velocidade máxima de escoamento

V_{observado} - Volume observado *in situ*

V_{simulado} - Volume obtido por modelação

x - Distância na direcção do escoamento

β - Coeficiente da quantidade de movimento

γ - Peso volúmico da água

ρ - Massa volúmica da água

1 Introdução

1.1 Enquadramento do tema

Os sistemas de drenagem artificiais começaram a ser desenvolvidos desde cedo pelo Homem, remontando ao século VI a.C. na antiga Roma, onde a sua necessidade surge em conciliar a interação das actividades humanas com o ciclo natural da água, sendo o problema de drenagem, considerado como o mais importante, o escoamento das águas pluviais. Já, na Idade Contemporânea, a drenagem de águas residuais demonstrou particular importância contra a proliferação de doenças, sendo este, de facto, em termos humanos, o benefício mais valioso de um sistema de drenagem urbana eficiente: garantir a defesa da saúde pública (BUTLER e DAVIES, 2011; WEINER e MATTHEWS, 2003).

Durante o século XIX, com o crescimento exponencial da população à escala global, a resiliência dos sistemas aquáticos foi-se perdendo levando à desoxigenação das massas de água, surgindo, conseqüentemente, problemas económicos, sociais e, também, ambientais. Com o virar do século, os grandes rios em centros urbanos eram eles próprios esgotos a céu aberto, pelo que a abordagem até aqui adoptada não se revelava a suficiente, tornando-se, igualmente, necessário proceder ao tratamento das águas residuais antes da sua descarga no meio receptor.

As preocupações com esta nova vertente - o controlo da poluição -, têm surgido no decorrer das últimas décadas com uma maior determinação, existindo, actualmente, legislação cada vez mais rigorosa sobre a obtenção de um “bom estado das águas”. A nível europeu, a Directiva Quadro da Água (Directiva 2000/60/CE do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Outubro de 2000), determina que os Estados-membros devem ter como objectivo mínimo, o alcance da classificação de “bom estado ecológico e químico” das massas de água superficiais, sendo que, onde estas condições já se verificam, as mesmas deverão ser mantidas.

Com efeito, a crescente complexidade dos problemas, aliada ao cada vez mais exigente nível de padrões de qualidade impostos, conduziu a novos desafios, que exigem conhecimentos cada vez mais específicos, e que passam pela preconização de uma abordagem combinada entre diversas áreas do conhecimento, com vista a uma eficiente resolução dos problemas actuais da qualidade dos recursos hídricos (COELHO, 2009). Deste modo, a drenagem urbana, tem sido alvo de investigação intensa, no âmbito dos seus sistemas e infra-estruturas existentes, por forma a aperfeiçoar o seu desempenho (FERREIRA, 2006).

Citando FERREIRA (2006), o comportamento de uma ETAR depende do caudal e qualidade do afluente e a melhoria da eficiência daquela pode resultar de acções no sistema de transporte: ou por

armazenamento, para amortecimento e redução dos caudais de ponta, ou pela implementação de outros tipos de procedimentos, físicos ou químicos, para controlo da qualidade da água residual.

No início da década de setenta do século XX, assistiu-se à emergência dos programas computacionais dedicados ao projecto e análise de sistemas de drenagem de águas residuais. No entanto, os modelos mais complexos só surgiram uma década depois, acompanhados pelo aumento do poder computacional, causando um profundo efeito nas atitudes e práticas dos engenheiros, reconhecendo de imediato que a sua utilização permitia uma melhor compreensão, em termos funcionais, do sistema (BUTLER e DAVIES, 2011).

O recurso à modelação consiste, assim, numa ferramenta de relevância no que diz respeito ao planeamento, à gestão e reabilitação deste tipo de sistemas (FERREIRA, 2006). É importante referir que, quanto mais detalhado for o conhecimento do sistema a modelar e a capacidade para o simular, e, sobretudo, se este incluir aspectos de ordem qualitativa, mais eficiente será a sua utilização na gestão dos recursos hídricos (COELHO, 2009).

Face ao aumento do desenvolvimento urbano, e dado que no domínio do saneamento, em Portugal, o recurso à modelação ainda não se encontra suficientemente explorado (considerando os aspectos expostos anteriormente), o tema em que se insere a presente dissertação assume, assim, uma relevância crescente e actual.

1.2 Objectivos e metodologia do estudo

O objectivo principal da presente dissertação corresponde ao estudo hidráulico de sistemas de drenagem de águas residuais, em meio urbano, através da utilização de instrumentos de modelação, que permitam simular, de forma dinâmica, o comportamento da massa de água nas diversas componentes dos sistemas, designadamente, colectores, descarregadores, válvulas de regulação de caudal, válvulas de maré e estações elevatórias.

No decurso do desenvolvimento do trabalho considerou-se, também como objectivo, avaliar o potencial efeito regularizador da utilização de bombas com velocidade variável, juntamente com a definição de estratégias de controlo em tempo real, para o amortecimento do caudal de ponta afluente a uma Estação de Tratamento de Águas Residuais (ETAR).

Pretende-se, assim, com este estudo, contribuir para a melhoria do estado do conhecimento nesta área, e, simultaneamente, potenciar o uso de modelos de simulação de drenagem urbana na perspectiva de uma ferramenta de engenharia, nomeadamente, na realização do diagnóstico hidráulico de sistemas de drenagem complexos - com contribuições de águas residuais domésticas e pluviais, e efeitos de maré -, mas, também, para a optimização do seu desempenho hidráulico.

Para a demonstração das características mencionadas no parágrafo anterior, por aplicação da modelação dinâmica, recorreu-se a uma área de estudo real, cedida pela SIMTEJO – Saneamento Integrado dos Municípios do Tejo e Trancão, S.A. (designada, a partir daqui, por SIMTEJO), que diz respeito ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira. A escolha deste caso de estudo relaciona-se com o facto de o mesmo, pelas características que lhe são inerentes, permitir responder aos objectivos inicialmente estabelecidos.

De modo a alcançar os objectivos anteriormente referidos, a metodologia utilizada alicerçou-se na concretização de uma série de etapas, que se encontram materializadas ao longo dos capítulos do presente trabalho desenvolvido, e cuja sistematização pode ser feita da seguinte forma:

- Selecção da área de estudo e do modelo de simulação a utilizar, de acordo com a finalidade pretendida;
- Recolha de informação cadastral do sistema de drenagem de águas residuais, com vista à construção do modelo, assim como, ao levantamento de dados necessários para o seu funcionamento;
- Calibração e verificação dos resultados provenientes dos exercícios de simulação;
- Simulação de múltiplos cenários acompanhados pelo tratamento e análise dos correspondentes resultados, por forma a obter as conclusões necessárias ao cumprimento dos objectivos definidos.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos e 2 anexos.

O Capítulo 1 é dedicado ao enquadramento do tema da dissertação, referindo os objectivos e a metodologia adoptada, terminando com a síntese da organização do presente documento.

No Capítulo 2, descreve-se sumariamente os diferentes tipos de sistemas de drenagem de águas residuais existentes, as diversas componentes que os constituem, e resumem-se os aspectos da prática do projecto de sistemas de saneamento, de acordo com a legislação portuguesa em vigor. Neste Capítulo inclui-se, também, a descrição dos princípios de desenvolvimento e formulação de modelos matemáticos, bem como, a caracterização resumida dos principais programas computacionais existentes, destinados à modelação deste tipo de sistemas. Por último é apresentada a selecção do modelo a utilizar no estudo, bem como os princípios de calibração de modelos matemáticos.

No Capítulo 3, procede-se à explicação das principais características do caso de estudo, culminando com a aplicação do modelo “*Storm Water Management Model*” (SWMM) ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira, onde são comparados, analisados e discutidos os resultados das simulações com os dados observados.

No Capítulo 4, são exploradas as potencialidades do modelo, através da criação de vários cenários de simulação, onde é realizado o diagnóstico hidráulico ao subsistema de drenagem, nas situações de tempo seco e de tempo húmido. Neste capítulo, é também elaborado um estudo, com o intuito de avaliar o potencial impacto, que a optimização do desempenho hidráulico da rede pode ter a jusante, nomeadamente, na ETAR de Vila Franca de Xira.

Por último, no Capítulo 5, são apresentadas as conclusões que foram possíveis extrair do trabalho desenvolvido, seguidas da indicação de sugestões para a prossecução dos estudos a realizar, na área da modelação dinâmica de sistemas de drenagem urbana.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Introdução

Em concordância com o exposto na secção 1.3 do documento em questão, o presente capítulo destina-se à apresentação dos elementos da revisão da literatura existente sobre a matéria em estudo. Dado o carácter funcional que os modelos hidrodinâmicos possuem, entendeu-se pertinente a criação de um subcapítulo, onde são descritos os princípios gerais, a ter em consideração, da engenharia dos sistemas de drenagem urbana. Com a introdução destes conceitos específicos, espera-se poder abordar ao longo dos restantes capítulos do documento, os tópicos relacionados com esta temática, evitando que surjam dúvidas na sua interpretação.

Adicionalmente, no presente capítulo é apresentada, com base na bibliografia existente, uma revisão dos passos necessários à implementação, e à correcta utilização, de qualquer modelo matemático de simulação de sistemas de drenagem de águas residuais. Procurou-se, igualmente, estabelecer uma ligação entre os modelos disponíveis, através da realização de uma análise comparativa entre as suas aplicações e limitações, de forma a criar uma base de dados suficientemente sólida, que suportasse a escolha do modelo adequado a ser utilizado no presente estudo.

Porém, é importante ter presente que, dada a diversidade de “*software*” existente, e a sua multiplicidade de aplicações, a tarefa acima descrita não foi levada à exaustão, pelo que, apenas os modelos mais conhecidos foram analisados, e, de entre eles, em especial, o modelo utilizado no trabalho em apreço.

2.2 Sistemas de Drenagem Urbana

2.2.1 Notas introdutórias

Os sistemas de drenagem urbana lidam, essencialmente, com três tipos de águas residuais, nomeadamente, águas residuais domésticas, águas residuais não domésticas (comerciais e/ou industriais) e águas residuais pluviais.

Quando a vertente industrial possui uma importância pouco expressiva, em termos quantitativos e qualitativos, as duas primeiras classificações tradicionalmente, e por simplificação, podem ser incluídas numa única categoria, designada, por água residual doméstica comunitária. Esta água residual surge na sequência da transformação da água de abastecimento público, em que as suas características químicas, físicas e biológicas foram alteradas, após terem passado por diferentes

usos, tornando-a, assim, indesejável para outros fins. Por esta razão, torna-se essencial efectuar o seu transporte (drenagem) para fora dos aglomerados urbanos e proceder ao seu tratamento, de modo a assegurar as condições sanitárias e de bem-estar da população, e evitar contaminações nos meios receptores.

Relativamente às águas residuais pluviais, estas, resultam da transformação da precipitação atmosférica em escoamento superficial, que se não for devidamente drenado, pode resultar em danos materiais, inundações, e ameaçar a saúde e segurança pública. Acrescenta-se que, todas as águas que são recolhidas por sarjetas ou sumidouros, como são o caso das águas de lavagem utilizadas, por exemplo, pelos municípios na higiene urbana ou águas provenientes da rega de jardins, também são consideradas águas residuais pluviais.

Em países mais desenvolvidos, tem crescido a consciência de que os efluentes pluviais apresentam concentrações importantes de cargas poluentes, especialmente, durante os cerca de 15 a 20 minutos iniciais de precipitação, nas chuvadas de começo de temporada (*“first flush”*, em terminologia anglo-saxónica), e, por esta razão, estes efluentes também já começam a ser sujeitos a tratamento (PEREIRA, 1988; VAZ *et al.*, 2011).

2.2.2 Tipos de sistemas de drenagem

De acordo com YEN e AKAN (1999), de um modo geral os sistemas de drenagem urbana são constituídos por três partes: o sistema de drenagem superficial, a rede de drenagem e o sistema de drenagem subterrâneo em meio poroso.

Ao presente estudo interessa, essencialmente, a vertente das redes de drenagem. Consoante a natureza da água residual que transportam, e de acordo com o Artigo 116º do Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RGSPDADAR), de 23 de Agosto de 1995, estes sistemas de drenagem de águas residuais podem ser classificados como:

- Separativos - constituídos por duas redes distintas de colectores, uma destinada às águas residuais domésticas comunitárias e outra à drenagem das águas pluviais ou similares;
- Unitários - constituídos por uma única rede de colectores, onde são admitidas conjuntamente, as águas residuais comunitárias e pluviais;
- Mistos - constituídos pela conjugação dos dois tipos anteriores, em que parte da rede de drenagem funciona como sistema unitário, e a restante como sistema separativo;

- Separativos parciais ou pseudo-separativos - em que se admite, apenas nalgumas situações (excepcionais), a ligação de águas pluviais - por exemplo de pátios interiores -, aos colectores de águas residuais comunitárias.

2.2.3 Componentes dos sistemas de drenagem

Segundo RIBEIRO de SOUSA (1990), os componentes dos sistemas de drenagem de águas residuais, podem ser divididos em três grandes grupos: a rede de colectores, as instalações e condutas elevatórias, e um conjunto de órgãos acessórios gerais e especiais.

O primeiro grupo - a rede de colectores -, caracteriza-se por infra-estruturas que se destinam a fazer a recolha (serviço de percurso) e o transporte (interceptores e emissários) da água residual, para um ponto terminal da rede de drenagem, sendo o escoamento governado, tanto quanto possível, pela energia gravitacional. O ponto terminal da rede pode corresponder, a outra infra-estrutura (e.g. instalação elevatória), à estação de tratamento ou a um meio receptor (massa de água ou solo). Destaca-se, ainda, que a rede é constituída por um conjunto de trechos de colectores rectilíneos (usualmente de geometria circular), ligados por órgãos acessórios - câmaras de visita -, que constituem um elemento fundamental para a inspecção, manutenção e limpeza da rede.

A segunda categoria surge na sequência de situações em que o escoamento gravítico, por razões técnico-económicas, não se revela uma solução viável, procedendo-se neste caso à introdução de energia no escoamento, por meio de grupos electrobombas, para realizar o transporte da água residual. De forma simplificada e citando BETÂMIO de ALMEIDA (2006), um sistema elevatório compreende uma estação de bombagem ou elevatória, constituída por uma estrutura física (construção civil) contendo bombas hidráulicas e respectivos motores (grupos electrobombas), tubagens (conduta elevatória e de aspiração), equipamento de controlo (válvulas) e comando (quadros eléctricos) e outro equipamento auxiliar (posto de transformação).

No que diz respeito ao terceiro grupo, para além das câmaras de visita (cuja função já é conhecida), destacam-se, como órgãos gerais, os sumidouros e as sarjetas, presentes nos sistemas unitários e separativos pluviais, com a função de recolha do escoamento superficial. Como órgãos especiais evidenciam-se os sifões invertidos, os descarregadores e as bacias de retenção. Dado o carácter especial destes órgãos, faz-se de seguida uma breve descrição das respectivas finalidades, de acordo com MATOS (2006):

- Sifões invertidos - órgãos que incluem um ou mais trechos com escoamento sob pressão gravítica, concebidos para transpor, sem perda significativa de energia, obstáculos diversos, como depressões naturais do terreno (vales com ou sem linhas de água) ou canais.

- Descarregadores - órgãos dos sistemas, em regra ligados a colectores de recurso, que entram em operação, por exemplo, para fazer face à ocorrência de avarias ou à necessidade de colocar fora de serviço componentes que se dispõem a jusante, como estações de tratamento ou estações elevatórias (descarregadores de segurança); para desviar caudais em excesso, em redes unitárias e separativas pluviais (descarregadores de tempestade), ou para transferência de caudais para colectores menos sobrecarregados (descarregadores de transferência);
- Bacias de retenção - órgãos por vezes usados em sistemas pluviais, e mais raramente em sistemas unitários, que se destinam, em regra, a reduzir os caudais de ponta de cheia à custa de efeitos de retenção e amortecimento.

Acrescenta-se, ainda, a este último grupo, diversos equipamentos que podem ser encontrados ao longo da rede de drenagem. Compativelmente com os objectivos do presente trabalho, referem-se os aspectos gerais dos seguintes:

- Válvulas de controlo de caudal - estas válvulas podem ser do tipo vórtice ou do tipo flutuador, e tal como o próprio nome sugere, destinam-se a regular o caudal que entra no sistema, sendo geralmente utilizadas em redes unitárias;
- Válvulas de maré - o princípio do seu funcionamento é o mesmo que o das válvulas de retenção, ou seja, o escoamento só se efectua num sentido. Estas válvulas possuem, assim, a função de impedir a entrada de água do mar nos sistemas de drenagem sujeitos a efeitos de maré.

Por fim, entendeu-se pertinente incluir na presente secção, a distinção entre sistemas “em alta” e sistemas “em baixa”. Assim, adaptado de MAOTDR (2007):

- Sistemas “em alta” - são constituídos por um conjunto de infra-estruturas destinadas ao transporte de água residual - interceptores, emissários e estações elevatórias -, incluindo, ainda, as estações de tratamento e os dispositivos e instalações de destino final dos efluentes;
- Sistemas “em baixa” - são as redes de colectores com os ramais de ligação domiciliários, ou seja, que possuem serviço de percurso, drenando as águas residuais até às estações elevatórias inerentes a estas redes e/ou até aos pontos de recolha do sistema “em alta”.

2.2.4 Critérios de projecto de sistemas de saneamento

Em Portugal, a prática de projecto de sistemas de saneamento toma, como directriz, os critérios definidos no regulamento mencionado na secção 2.2.2, também designado por Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto. Atendendo à vastidão do tema, e tendo em consideração o âmbito do presente estudo, pretende-se evidenciar, sobretudo, os critérios que, pelos seus valores de referência, permitam discutir os resultados entretanto obtidos pelos processos de simulação e, simultaneamente, avaliar se a rede de drenagem se encontra a funcionar de modo adequado.

Os aspectos referentes a estes critérios dirigem-se sobretudo aos colectores. Deste modo, e de acordo com o Artigo 133.º do RGSPDADAR, apresentam-se de seguida os principais critérios de dimensionamento de ordem hidráulico-sanitária:

- A velocidade máxima de escoamento, para o caudal de ponta no horizonte de projecto, não deve exceder 3 m/s, nos colectores domésticos, e 5 m/s, nos colectores separativos pluviais;
- A velocidade de escoamento, para o caudal de ponta no início de exploração, não deve ser inferior a 0,6 m/s, para colectores domésticos, e 0,9 m/s, para colectores unitários e separativos pluviais;
- Nos colectores domésticos, a altura da lâmina líquida, não deve exceder 0,5 da altura total, para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm, e 0,75 para diâmetros superiores a este valor;
- A inclinação dos colectores não deve ser, em geral, inferior a 0,3%, nem superior a 15%;
- Admitem-se inclinações inferiores a 0,3 %, desde que seja garantido, o rigor do nivelamento, a estabilidade do assentamento, e o poder de transporte;
- Quando houver necessidade de inclinações superiores a 15 %, devem prever-se dispositivos especiais de ancoragem dos colectores.

Salienta-se, ainda, que a discussão destes critérios é feita ao longo dos capítulos 3 e 4, nas secções 3.2 e 4.2, respectivamente.

2.3 Modelação matemática de sistemas de drenagem urbana

2.3.1 Notas introdutórias

Os modelos de simulação de sistemas de drenagem urbana consistem, de uma forma simplificada, em representar um sistema de drenagem real num programa computacional, em que este último, pelos algoritmos que lhe são intrínsecos, permite simular o comportamento do escoamento ao longo das diferentes infra-estruturas que compõem o sistema. O recurso à utilização deste tipo de modelos,

permite, assim, responder a importantes questões no decorrer das diferentes fases do ciclo de vida de um sistema, nomeadamente, na sua fase embrionária (concepção e projecto), na fase de exploração, ou, quando ocorre, na fase de reabilitação. No Quadro 2.1, apresenta-se, esquematicamente, a relevância que constitui a modelação para as diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento.

Quadro 2.1 – Modelação nas diferentes fases do ciclo de vida de um empreendimento (adaptado de DAVID 2005, citado por ENSINAS, 2009)

Fase	Utilidade do recurso modelação
Planeamento, projecto e construção	Estudo e comparação de soluções alternativas.
Operação e manutenção	Avaliação de desempenho.
Reabilitação	Prever o comportamento para diferentes estratégias de reabilitação.

Realça-se, contudo, que poderão existir diferenças nas diversas abordagens de modelação, essencialmente, no que se refere à quantidade de dados necessários, na informação que pode ser obtida a partir do modelo, na sofisticação da análise realizada, e no período de simulação (ZOPPOU, 2001).

2.3.2 Classificação de modelos e etapas do processo de modelação

Em modelação computacional, a representação de um sistema real, materializado pela definição de um conjunto de elementos que se relacionam, quer física, quer funcionalmente entre si, constituindo partes integrantes de um todo, toma a denominação de *modelo conceptual*. Com efeito, a formulação matemática dessas relações, conduz a um modelo matemático, que é usado para descrever o comportamento de um sistema, a partir da resolução (cálculo computacional) das formulações que lhe deram origem (DOCHAIN e VANROLLEGHEM, 2001).

Se qualquer uma das variáveis do modelo, for considerada como variável aleatória, possuindo uma distribuição de probabilidade, então, o modelo designa-se por *estocástico*, caso contrário, o modelo denomina-se *determinístico* (ZOPPOU 2001, citado por CLARK, 1973). Um modelo determinístico produzirá sempre resultados idênticos, para as mesmas condições de entrada, enquanto, um modelo estocástico produzirá sempre uma resposta diferente. Nos modelos estocásticos, nos quais o

comportamento do sistema não é totalmente conhecido, os tempos computacionais são inferiores. Porém, como as variáveis aleatórias estão restritas a certas distribuições probabilísticas, para problemas de grande dimensão, a necessidade de dados de entrada é superior, pelo que, nestas situações, a sua aplicação não se revela prática (ZOPPOU 2001, citado por LI e MCLAUGHLIN, 1991; FERREIRA 2006, citado por DOCHAIN e VANROLLEGHEM, 2001 e BECK, 1987).

Tanto os modelos determinísticos como os estocásticos podem, ainda, ser classificados como *empíricos*. Um modelo empírico baseia-se na observação, em vez de nas leis físicas, sendo usualmente o sistema real representando através da calibração de parâmetros, usando dados observados (BUTLER e DAVIES, 2011). Verifica-se que alguns autores podem referir-se a modelos empíricos, como sendo também conceptuais; aliás, esta distinção não é inteiramente clara, tal como demonstrado por CLARK (1973) - e citado por ZOPPOU (2001) -, baseando-se nas leis do movimento de Newton e Darcy. Tratam-se de duas leis físicas, pelo que, qualquer modelo baseado nas mesmas, deveria ser considerado como um modelo conceptual. Contudo, estas leis foram estabelecidas através de observações, e por esse facto, são consideradas leis empíricas.

No que diz respeito ao modo como os modelos interpretam a variabilidade espacial, surgem duas classificações de entre os modelos determinísticos, designadamente, modelos *distribuídos* e *agregados*. Os modelos distribuídos consideram a variabilidade espacial e temporal do sistema, permitindo uma solução para qualquer ponto do espaço. Enquanto, os modelos agregados, só consideram a variabilidade temporal, sendo a distribuição espacial uniforme (RODRIGUES e DIOGO, 2011).

Relativamente ao período de simulação, distinguem-se dois tipos de modelos, classificados como, *evento-a-evento* ou *contínuos*. Os modelos evento-a-evento são fisicamente baseados e distribuídos no espaço, em que as condições iniciais são fornecidas ao modelo através da definição de parâmetros de entrada. Por outro lado, os modelos de processo contínuo são destinados à análise do comportamento do sistema, durante longos períodos de tempo, aplicando-se a séries de eventos, com vários anos de precipitação, que requerem, contudo, uma simplificação das bacias de drenagem, e a utilização de modelos conceptuais ou empíricos, de resolução mais célere e simples (FERREIRA 2006, citado por DOCHAIN e VANROLLEGHEM, 2001 e BECK, 1987).

Uma das características que se deve atender na escolha dos modelos matemáticos a utilizar, é o seu carácter *dinâmico*, ou seja, possuírem a capacidade de reproduzir a variação dos diferentes parâmetros ao longo do tempo. Ao contrário dos anteriores, os modelos em que todos os parâmetros são invariáveis ao longo do tempo, designam-se por *estáticos* (DOCHAIN e VANROLLEGHEM, 2001).

Na literatura existente sobre esta matéria, é ainda corrente o uso da classificação de modelos, com a seguinte terminologia anglo-saxónica: "*white box model*", "*black box model*" e "*grey box model*". O

termo “*white box model*”, é usado para descrever a estrutura do modelo, quando esta se baseia em leis físicas, químicas e/ou biológicas, o que significa que, cada detalhe do modelo, possui uma interpretação mecânica. Este termo é, casualmente, confundido com o termo determinístico, porém, não corresponde à verdade, dado que, um modelo determinístico, também pode ser do tipo “*black box model*”. O termo “*black box model*” é utilizado para referir os modelos que se baseiam no empirismo, método já descrito anteriormente (DOCHAIN e VANROLLEGHEM, 2001). Os modelos do tipo “*grey box model*”, consistem numa fusão das duas classificações anteriores, em que são definidas algumas relações físicas, mas baseando-se a sua estrutura, principalmente, em relações não físicas, provenientes de dados observados (BUTLER e DAVIES, 2011).

De acordo com DAVID (2005), citado por ENSINAS (2009) - e FERREIRA (2006) -, o processo de modelação deve considerar as seguintes fases:

- I. Definição do problema, que inclui, a definição dos processos a modelar e respectivas variáveis, e os objectivos a alcançar;
- II. Recolha de informação cadastral;
- III. Actualização do cadastro, e verificação da informação cadastral sobre a condição da rede de drenagem;
- IV. Construção do modelo;
- V. Monitorização de caudais/precipitação;
- VI. Estabelecimento das condições iniciais e de condições de fronteira;
- VII. “*Debugging*”;
- VIII. Calibração e verificação do modelo;
- IX. Simulação de diferentes cenários.

2.3.3 Princípios de desenvolvimento e formulação de modelos

O “*software*” de modelação, destinado à simulação de sistemas de drenagem urbana, é constituído, na sua maioria, por um modelo hidráulico e um modelo hidrológico, havendo, ainda, programas existentes, que incluem a componente de modelação da qualidade da água. Ao presente trabalho, interessa, somente, a componente associada à modelação hidráulica e hidrológica. Deste modo, descrevem-se, ao longo da presente secção, os princípios de desenvolvimento que estão na base destes modelos.

Modelação hidrológica

Segundo MATOS (2006), são usados, em regra, modelos hidrológicos, conceptuais ou empíricos, para a simulação da precipitação, e do escoamento superficial nas bacias de drenagem. Estes

modelos abordam cada bacia, como uma unidade agregada, e permitem a determinação de hidrogramas de cheias, a jusante da mesma. Além disso, consideram fenómenos de propagação (atraso na resposta), de atenuação e deformação (amortecimento da resposta), e de perdas ou desvio de caudal.

Do ponto de vista do analista e modelador de um sistema de drenagem pluvial, podem distinguir-se, basicamente, quatro fases, no processo de precipitação-escoamento (MATOS *et al.*, 1990):

- **Fase 1: Precipitação** - caracterizada por uma variabilidade espacial e temporal;
- **Fase 2: Perdas** - através dos processos de interceptção, armazenamento em depressões no terreno, infiltração e evaporação resultando no conhecimento da precipitação efectiva;
- **Fase 3: Escoamento superficial** - caracterizado através da variação temporal e espacial do caudal e/ou da velocidade, e da altura de água nas diferentes superfícies do solo e canais superficiais;
- **Fase 4: Escoamento em colectores** - caracterizado a partir da variação ao longo do tempo de caudal e/ou velocidade e do nível de água, nas diversas secções transversais da rede de colectores.

Na Figura 2.1, apresenta-se, esquematicamente, a formação de um hidrograma no tempo, cuja observação permite compreender as relações existentes entre as três primeiras fases do processo precipitação-escoamento, enunciadas anteriormente.

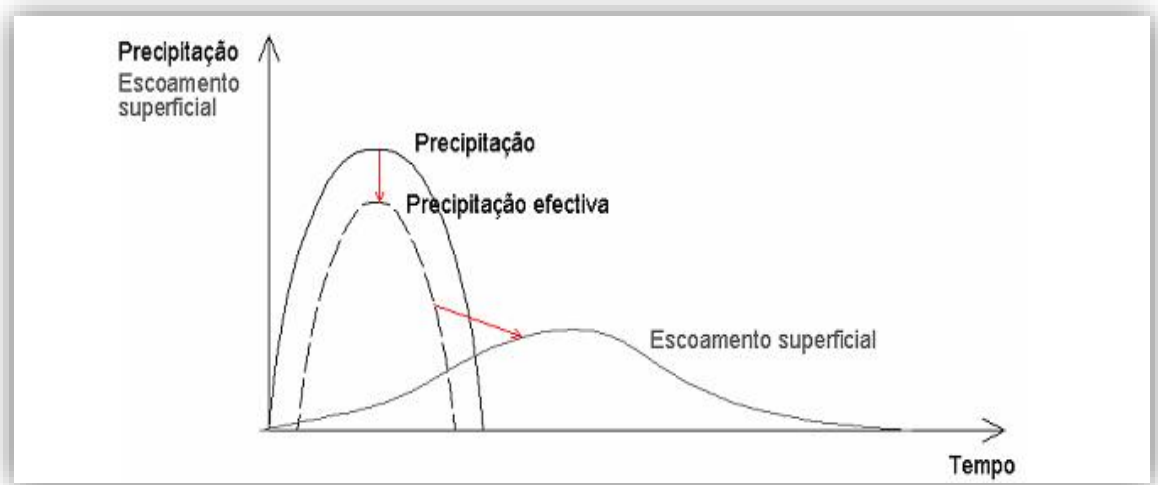


Figura 2.1 – Representação esquemática de formação de hidrograma, no tempo (adaptado de RAUCH *et al.*, citado por MATOS, 2006)

Descrevem-se de seguida, de forma resumida, os aspectos qualitativos que caracterizam a formulação dos principais modelos, utilizados para simular a propagação do escoamento superficial, numa bacia de drenagem, de acordo com MATOS (2006) e FERREIRA (2010):

- **Curvas tempo-área** - descrevem a evolução, no tempo, da área da bacia que contribui para o escoamento na secção de jusante; a configuração do hidrograma é influenciada pelo declive, pela forma e pelo tempo de concentração da bacia (tempo necessário para que toda a área contribua com escoamento superficial na secção de jusante da bacia).
- **Modelo de reservatório linear** - o escoamento proveniente de uma bacia, é considerado proporcional à altura de água gerada pela precipitação, sendo o volume escoado, condicionado pelas perdas iniciais, dimensão da bacia e infiltração; a forma do hidrograma depende das constantes empíricas, previamente definidas. Este tipo de modelo permite representar adequadamente o comportamento de pequenas bacias urbanas.
- **Modelo de reservatório não linear ou modelo cinemático** - o escoamento é simulado como se se tratasse de um canal com superfície livre, considerando apenas forças gravíticas e de atrito, pelo que o volume escoado é determinado com base nas diversas perdas de carga e nas dimensões da bacia; a forma do hidrograma é determinada pelo comprimento, inclinação e rugosidade da superfície, através da equação de Manning-Strickler.
- **Modelo do hidrograma unitário** - corresponde ao hidrograma do escoamento superficial directo, resultante de uma precipitação útil unitária, com duração unitária, uniformemente distribuída, no tempo e no espaço. Aplicável a bacias urbanas pouco impermeáveis.

Modelação hidráulica

Para a simulação do escoamento na rede de colectores, recorre-se a modelos hidráulicos/hidrodinâmicos de propagação do escoamento (fisicamente baseados e distribuídos). A sua representação matemática mais completa, é dada por duas equações básicas da hidrodinâmica: a *equação da continuidade* - que traduz a lei da conservação da massa -, e a *equação dinâmica* - que traduz a lei do equilíbrio de forças -, sendo o sistema destas equações designado, frequentemente, por sistema de Barré de Saint-Venant (MATOS *et al.*, 1990; FERREIRA, 2006). A formulação das leis da conservação da massa e da conservação do momento, é dada, respectivamente, pelas expressões (2.1) e (2.2):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \quad (2.1)$$

$$\gamma \cdot A \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} - i \right) + \gamma \cdot A \cdot J + \rho \cdot \left(\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \beta Q V}{\partial x} \right) = 0 \quad (2.2)$$

Em que:

Q - Caudal (m³/s);

A - Secção do escoamento (m²);

x - Distância na direcção do escoamento (m);

t - Tempo (s);

q_L - Caudal unitário lateral (nos modelos de drenagem urbana a afluência de caudais é, em regra, concentrada nos nós pelo que se admite q_L=0) (m²/s);

γ - Peso volúmico da água (N/m³)

h - Altura do escoamento (m);

i - Inclinação do colector (-);

J - Perda de carga unitária (-);

ρ - Massa volúmica da água (kg/m³);

β - Coeficiente da quantidade de movimento (que se admite igual 1) (-);

V - Velocidade uniforme fictícia em cada secção transversal (m/s).

O primeiro termo da equação (2.1), designada por equação da continuidade, representa a variação do caudal no volume de controlo ao longo da distância. Enquanto, o segundo, representa a variação da área de escoamento no volume de controlo ao longo do tempo.

No que diz respeito à equação da dinâmica - equação (2.2) -, o primeiro termo, representa as forças actuantes sobre o volume de controlo (peso e pressões), o segundo é respeitante às forças de resistência tangenciais (forças de atrito, dadas pela perda de carga hidráulica), e o terceiro, e último, representa os termos inerciais (aceleração local e convectiva) (FERREIRA, 2006).

Apesar de o escoamento numa rede de colectores de um sistema de drenagem urbana, se realizar, em geral, em superfície livre, poderão existir situações em que, devido a uma elevada exigência de caudais, resultantes de eventos de precipitação intensa, ou devido ao subdimensionamento dos colectores, o escoamento se faça sob pressão.

De modo a simular um escoamento variável sob pressão, através da aplicação das equações de Saint-Venant, é usada, habitualmente, a técnica da “fenda de Preissmann” (Figura 2.2). Esta técnica, passa por uma abordagem hipotética, que consiste em transformar, artificialmente, o escoamento em pressão num escoamento em superfície livre, através da colocação de uma fenda contínua, ao longo de toda a extensão do extradorso da tubagem. Por forma a evitar erros de volumes, a largura da fenda introduzida é de tal maneira reduzida, que o seu volume se torna desprezível. Contudo, se

a fenda for demasiado estreita, podem ocorrer problemas de estabilidade numérica, associados ao rápido movimento das ondas de pressão (YEN e PANSIC, 1980).

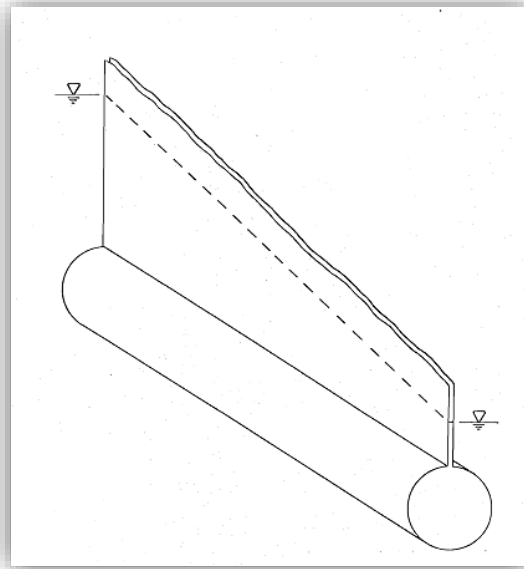


Figura 2.2 – Preissmann Slot (adaptado de YEN e PANSIC, 1980)

Através da simplificação do sistema de equações de Saint-Venant, é possível obter diversos modelos hidráulicos, sendo por isso pertinente, fazer uma breve descrição dos aspectos qualitativos que caracterizam a sua formulação. Assim, de acordo com MATOS *et al.* (1990) e FERREIRA (2006), os modelos simplificados são:

- **Modelo reservatório** - consiste na abordagem mais simplista considerando apenas a equação da continuidade; o modelo tem em conta os efeitos de armazenamento e da respectiva atenuação, desprezando qualquer efeito dinâmico.
- **Modelo cinemático ou Onda cinemática** - considera a equação da continuidade e o primeiro termo da equação (2.2), o que corresponde a admitir, que o efeito de aceleração do escoamento é totalmente compensado pelas forças de resistência tangenciais. Tem em conta efeitos de armazenamento e de propagação do hidrograma para jusante, podendo este sofrer deformação, mas sem atenuação do pico. A simulação de fenómenos de atenuação e atraso pode ser conseguida por técnicas numéricas. No entanto, o modelo não é aplicável em regimes lentos (em que o escoamento é controlado por jusante).
- **Modelo de difusão ou Inercia nula** - entra em consideração com a equação da continuidade e despreza os termos inerciais da equação dinâmica (pelo que se deve aplicar

apenas a ondas moderadamente variáveis no tempo). O modelo considera efeitos de propagação da onda apenas para jusante. Contudo, inclui efeitos de regolfo, de armazenamento, e permite a simulação de fenómenos de atraso e atenuação, na propagação da onda.

Por último, refere-se que, os modelos que utilizam a representação matemática do escoamento, através da consideração de todos os termos da equação (2.2), designam-se por **modelos dinâmicos completos**. A inclusão do termo da aceleração local, permite ter em conta todos os efeitos hidrodinâmicos, nomeadamente, a variação local de velocidade, de caudal e altura da veia líquida a cada instante, em conjugação com os efeitos de armazenamento, propagação com atraso e regolfo, sendo possível, ainda, representar a propagação das ondas para montante. Contudo, o nível de sofisticação destes modelos requer meios mais exigentes, particularmente, em termos de tempo de cálculo e de disponibilidade de dados (MATOS *et al.*, 1990).

2.3.4 Software existente para modelação de sistemas de drenagem urbana e selecção do modelo a utilizar no estudo

- Software existente para modelação de sistemas de drenagem urbana

O “*software*” de modelação actualmente disponível, para além da compreensão dos aspectos referidos no início da secção 2.2.3, inclui, igualmente, características que merecem destaque, tais como: uma interface de dados versátil; compatibilidade com Sistemas de Informação Geográfica (SIG), e a representação de um mapa de inundação, na sequência de eventos pluviométricos (BUTLER e DAVIES, 2011).

Com a capacidade computacional existente, a descrição dos diferentes aspectos que compõem um modelo, assenta, geralmente, numa representação matemática complexa. É comum, no entanto, encontrar nos “*outputs*” destes modelos, semelhanças com os modelos estocásticos, em que os resultados podem ser representados por termos como a média ou o desvio padrão.

Entre os programas comercialmente disponíveis, destacam-se os seguintes: FLUPOL, desenvolvido pela “*Agence de l’eau Seine-Normandie*” (AESN), pelo “*Syndicat des Eaux d’Ile-de-France*” (SEDIF) e pela “*Compagnie Générale des Eaux*” (CGE); InfoWorks CS (actualização do Hydroworks), pertencente ao pacote de “*software Wallingford*” do Reino Unido; MIKE URBAN CS (antigamente conhecido por MOUSE), desenvolvido pelo “*Danish Hydraulic Institute*” (DHI); SOBEK, produzido pelo instituto de pesquisa da “*WL/Delft Hydraulics*” sediado na Holanda, e o modelo SWMM desenvolvido pela “*United States Environmental Protection Agency*” (U.S. EPA). No Quadro 2.2,

apresentam-se, resumidamente, os principais modelos de cálculo, utilizados pelos programas anteriormente mencionados.

Quadro 2.2 – Modelos de cálculo utilizados pelos programas de simulação de sistemas de drenagem urbana (adaptado de DAVID, 2005 citado por FERREIRA, 2006)

PROCESSOS	TIPOS DE MODELO	PROGRAMAS				
		FLUPOL	InfoWorks CS	MIKE URBAN CS	SOBEK	SWMM
Perdas hidrológicas	Perdas iniciais fixas	S	S	S	S	S
	Perdas contínuas: coeficiente escoamento volumétrico	S	S	S	S	S
	Humedecimento do solo			S	S	S
	Retenção superficial			S	S	S
	Infiltração: fórmula de Horton		S	S	S	S
	Fórmula de Green-Ampt					S
	Número de escoamento				S	S
	Evapotranspiração			S	S	S
	Outras fórmulas de perdas contínuas		S			
Propagação do escoamento superficial	Curvas tempo-área			S	S	
	Modelo do reservatório linear	S	S	S	S	
	Modelo de reservatório em cascata		S			
	Modelo cinemático/modelo do reservatório não linear			S		S
Propagação do escoamento na rede de colectores	Advecção					
	Modelo de Muskingum-Cunge	S				
	Modelo cinemático/modelo do reservatório não linear	S		S		S
	Modelo difusivo	S		S		S
	Equações completas de Saint-Venant		S	S	S	S
Poluentes no escoamento superficial	Concentrações médias por evento (CME)			S	S	S
	Distribuição Lognormal das CME					S
	Acumulação: equação de potência					S
	Equação de Michaelis-Menton					S
	Equação exponencial (Alley e Smith, 1981)	S	S	S	S	S
	Arrastamento: Exponencial (Sartor e Boyd; Jewell e Adrian)	S	S		S	S
	Exponencial (Nakamura, 1990)					
	Outras fórmulas			S	S	S
	Número de poluentes modelados	4	>10	>10	>10	10
	Sedimentos	S	S	S	S	S

Quadro 2.2 – Modelos de cálculo utilizados pelos programas de simulação de sistemas de drenagem urbana (adaptado de DAVID, 2005 citado por FERREIRA, 2006) (continuação)

PROCESSOS	TIPOS DE MODELO	PROGRAMAS				
		FLUPOL	InfoWorks CS	MIKE URBAN CS	SOBEK	SWMM
Propagação dos poluentes superficiais	Modelo do reservatório linear		S			
	Modelo do duplo reservatório linear	S				
Poluentes em sarjetas	Retenção			S		
Transporte de poluentes nos colectores	Equação de transporte baseada: na Lei de Shields					S
	No método de Ackers-White		S			
	No método de Velikanov	S				
	Noutros métodos			S		
	Transformação/decaimento dos poluentes	N		S		S
	Equação de advecção	S	S			S
	Equação de advecção-dispersão			S	S	
-	Consideração de estruturas de sedimentação/tratamento			S	S	

▪ Seleção do “software” de drenagem urbana a utilizar no estudo

Pela análise do Quadro 2.2, constata-se que, de uma maneira geral, todos os instrumentos de “software” usam formulações idênticas para modelar os processos hidráulicos e hidrológicos. Dando especial ênfase à componente hidráulica, a maioria permite descrever a propagação da onda na rede de colectores, pela resolução completa das equações de Saint-Venant, sendo possível, ainda, a consideração de modelos simplificados. Segundo MATOS (2010), justifica-se o estudo com recurso a modelos complexos (onda cinemática ou onda dinâmica), para realizar a análise do desempenho de sistemas existentes, a avaliação de impactes no meio receptor, e para fundamentar estratégias de beneficiação e reabilitação.

Considerando os objectivos pretendidos e devido ao seu carácter “freeware”, o modelo SWMM foi o seleccionado para o presente trabalho de investigação. Tendo sido desenvolvido pela primeira vez em 1971, o seu código tem sido alvo de várias actualizações desde então (ROSSMAN, 2010). A versão mais recente, e a utilizada no presente estudo, é a versão 5.0.022, que corre em ambiente Windows. Acrescenta-se, ainda, que o SWMM é um modelo conceptual, determinístico, agregado (módulo hidrológico), distribuído (módulo hidráulico), e permite a simulação de eventos singulares ou contínuos.

2.3.5 Calibração de modelos matemáticos

Em teoria, se todos os valores dos parâmetros de entrada forem precisos, e a física dos processos for simulada correctamente, devem ser obtidos resultados robustos, sem a necessidade de se recorrer à calibração do modelo de drenagem. Contudo, na prática, alguns dos valores destes parâmetros não podem ser apurados com rigor, sendo difícil, ou mesmo impossível, a sua medição física (e.g. coeficiente de rugosidade aplicado ao escoamento), pelo que, o seu valor, tem de ser estimado através da calibração, antes do modelo poder ser usado como uma ferramenta de apoio à decisão (SIRIWARDENE, 2003; BUTLER e DAVIES 2011).

Com efeito, a calibração deste tipo de modelos pode ser obtida, essencialmente, através de dois métodos: o método manual e o método automático. O primeiro, consiste numa abordagem tentativa erro, em que são ajustados os valores dos parâmetros, de acordo com o juízo do modelador, por forma a obter uma correspondência, o mais próxima possível, entre os dados simulados e os dados observados. Em alternativa, no método automático, o processo de ajustamento já se encontra inserido no programa, sendo feito, tal como o próprio nome sugere, de forma automática, por exemplo, com recurso a algoritmos genéticos (SIRIWARDENE, 2003; BUTLER e DAVIES 2011). Realça-se que é fundamental, para a integridade deste processo, a qualidade dos dados de amostragem.

Por último, refere-se o processo de verificação ou validação do modelo matemático, que consiste em confrontar os dados simulados, com dados de amostragem, diferentes daqueles que foram usados no processo de calibração. Este processo permite testar a capacidade do modelo para descrever a realidade, quando submetido a diferentes condições de funcionamento do sistema (BUTLER e DAVIES 2011). Os termos verificação e validação são usados, habitualmente, como sendo sinónimos um do outro, porém, existem autores que se referem a cada um deles de maneira independente. Segundo AKAN e YEN (1999), a validação é usada para determinar se o modelo pode ser usado na resolução do problema, ao passo que, a verificação, avalia se o modelo permite resolver o problema correctamente.

3 Aplicação do modelo SWMM ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira

3.1 Introdução

Em concordância com o referido na secção 1.2, o caso de estudo do trabalho de investigação em apreço, incide sobre o sistema de drenagem “em alta” (sendo referido, também, ao longo do trabalho, como subsistema) do município de Vila Franca de Xira. Pretende-se, assim, através da aplicação do modelo SWMM, realizar o diagnóstico do comportamento hidráulico do respectivo sistema. Adicionalmente, dadas as características do caso de estudo, considerou-se, também como objectivo, a análise do possível amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR de Vila Franca de Xira, através da optimização hidráulica do sistema de transporte.

A organização do presente capítulo, assenta na materialização das etapas do processo de modelação, possibilitando, assim, a concretização dos objectivos definidos para o caso de estudo seleccionado.

Desta forma, serão abordados os aspectos que se passam a enunciar:

- Caracterização sumária das frentes de drenagem, constituintes da área em estudo;
- Processo de obtenção de dados necessário ao funcionamento do modelo matemático;
- Construção do modelo topológico relativo às infra-estruturas existentes;
- Processo de calibração e verificação do modelo matemático, em termos hidráulicos, para tempo seco e tempo húmido.

3.2 Caracterização do subsistema de drenagem existente

3.2.1 Descrição geral

O subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira é constituído pela ETAR de Vila Franca de Xira, por quatro sistemas interceptores e cinco emissários, ao longo de 25 km de extensão, e com diâmetros compreendidos entre 315 mm e 1000 mm, dispondo, ainda, de nove estações elevatórias (EE).

Na Figura 3.1 (adaptado de SIMTEJO, 2012), apresenta-se, esquematicamente, uma representação em planta do subsistema de Vila Franca de Xira e de pequenos subsistemas do município.

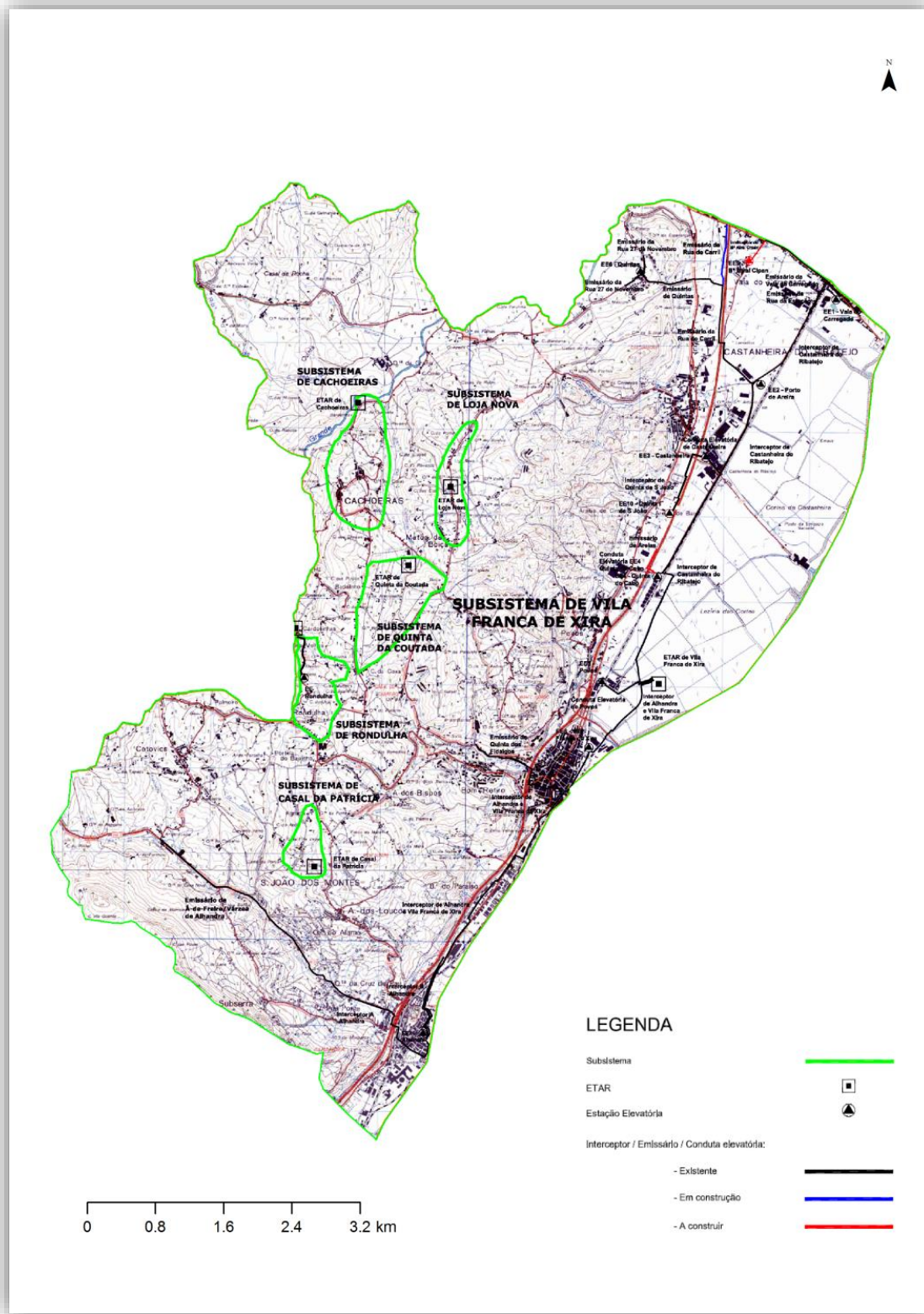


Figura 3.1 – Representação do subsistema de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)

A ETAR de Vila Franca de Xira, encontra-se em funcionamento desde Abril de 2007, servindo parte da população do município com o mesmo nome. Apresenta capacidade para um caudal máximo de 576 l/s, e um caudal médio diário de 15 936 m³/dia. Possui um nível de tratamento secundário, por lamas activadas, inclui ainda um processo de digestão anaeróbia com recuperação de energia, sendo as lamas produzidas, posteriormente desidratadas mecanicamente em centrífugas. Todo o caudal do subsistema de drenagem que aflui à estação de tratamento chega por escoamento em pressão, através de três condutas elevatórias.

Relativamente às infra-estruturas de drenagem que se encontram em funcionamento, podem-se identificar quatro frentes de drenagem principais:

- Frente de drenagem de Alhandra - encontrando-se dividida em dois sistemas interceptores - Alhandra- A e Alhandra-B -, e pelo emissário de Á-de-Freire/Várzea de Alhandra, onde os respectivos efluentes são encaminhados para o sistema interceptor Alhandra- A.
- Frente de drenagem de Vila Franca de Xira - constituída pelo sistema interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira ao qual afluem os caudais provenientes do emissário da Quinta dos Fidalgos;
- Frente de drenagem de Castanheira do Ribatejo - criada pelo emissário da Rua do Carril e pelo interceptor de Castanheira do Ribatejo;
- Frente de drenagem da Vala do Carregado - que inclui o emissário da Rua da Estação e o emissário da Vala do Carregado.

As frentes de drenagem de Alhandra e Vila Franca de Xira, possuem duas tipologias de rede drenagem, designadamente, separativa - no sistema emissário -, e unitária - no sistema interceptor -. Nos restantes trechos de colectores, a rede encontra-se definida como separativa.

Devido às características orográficas da região em estudo, e à semelhança de muitos sistemas extensos com tratamento centralizado, é necessário recorrer à elevação de grande parte dos efluentes. A presente área de estudo possui nove sistemas elevatórios, estando oito em funcionamento e um inoperacional. As estações elevatórias que compõem o subsistema de drenagem são as seguintes: EE1 - Vala do Carregado, EE2 - Porto de Areia, EE3 – Castanheira, EE4 - Quinta do Cabo, EE5 - Povos, EE6 – Quintas, EE7 - Alhandra, EE8 - Vila Franca de Xira e EE9 - Quinta S. João. As principais características dos sistemas elevatórios acima mencionados encontram-se no Quadro A1, do ANEXO I.

Destaca-se que, as instalações elevatórias EE2, EE3, EE4, EE5 e EE8, correspondem às infra-estruturas que efectuam o transporte do caudal directamente para ETAR de Vila Franca de Xira.

Nas instalações elevatórias EE3, EE4, EE5 e EE9, o sistema de drenagem que faz o transporte do caudal das sub-bacias domésticas para as respectivas elevatórias, encontra-se cadastrado como fazendo parte da rede “em baixa”, pelo que não é objecto de estudo do presente trabalho. A instalação elevatória EE3, para além do caudal da respectiva sub-bacia, recebe por impulso, o caudal da instalação elevatória EE9.

A instalação EE6 corresponde ao sistema elevatório que se encontra fora de serviço, uma vez que se encontra por concretizar a obra do trecho de ligação do emissário de Quintas ao emissário da Rua do Carril. Tal como ilustrado na Figura 3.2, esta infra-estrutura, elevaria o efluente proveniente do emissário da Rua 27 de Novembro, para o emissário de Quintas, fazendo este último, ligação ao emissário da Rua do Carril. Relativamente ao emissário da Rua do Carril, o troço identificado a azul, na Figura 3.2, diz respeito à execução do seu prolongamento.

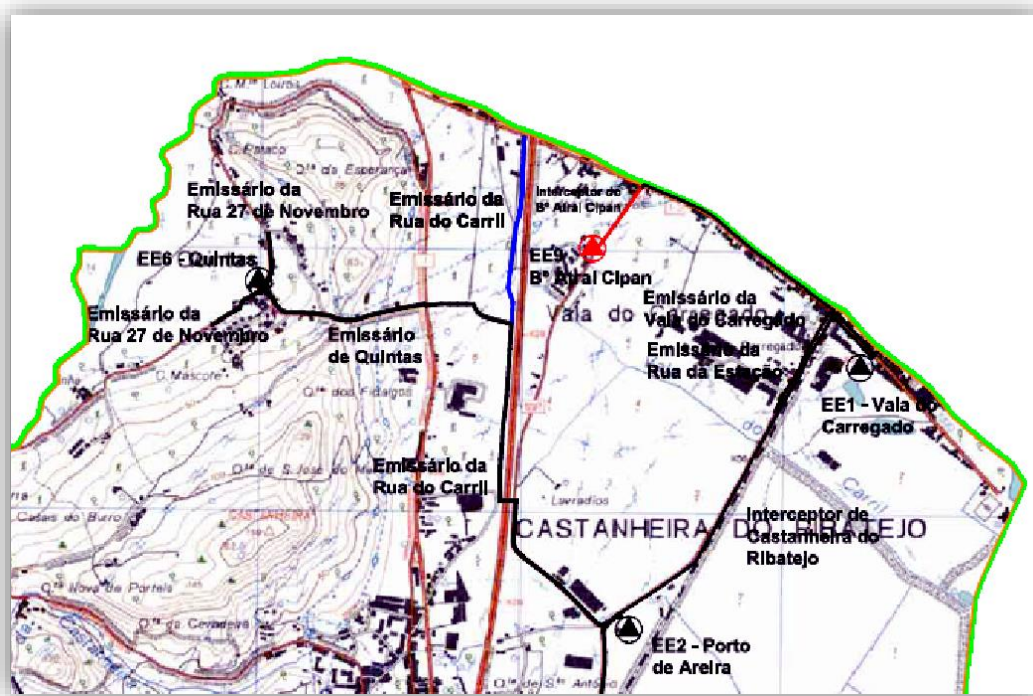


Figura 3.2 – Pormenor do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)

Salienta-se, ainda, a existência de outras infra-estruturas, cuja obra se encontra por concretizar, nomeadamente, a construção, no Bairro Atral Cipan, de um sistema interceptor e de um sistema elevatório, destinado a elevar o efluente até ao emissário da Vala do Carregado (Figura 3.2), e o emissário de Areias, que terá como secção final a instalação elevatória EE4 (Figura 3.3).

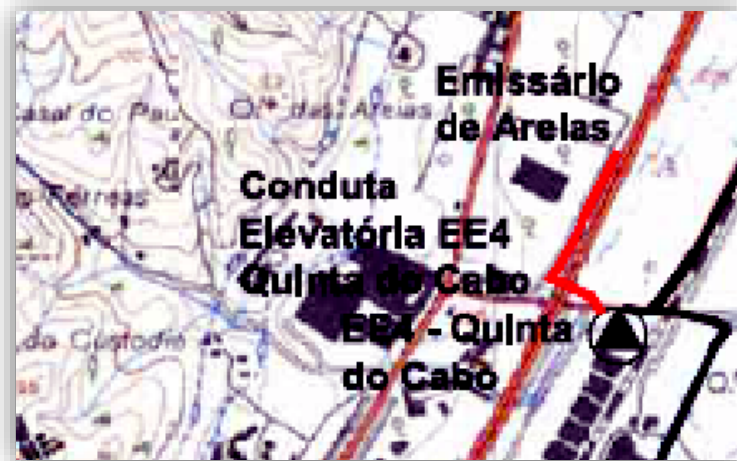


Figura 3.3 – Pormenor do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira (adaptado de SIMTEJO, 2012)

Considerando que a parte do subsistema que é unitário, corresponde a zonas com uma expressão urbana bastante significativa, nomeadamente, Alhandra e Vila Franca de Xira, o subsistema dispõe de doze descarregadores de tempestade e dez válvulas vórtice, por forma a assegurar uma afluência controlada de caudais aos sistemas interceptores de Alhandra -A e Alhandra-B, e ao sistema interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira, em tempo húmido.

Nos sub-capítulos seguintes, designadamente, entre as secções 3.2.2 e 3.2.5, será feita uma caracterização mais detalhada, de montante para jusante, das infra-estruturas presentes na área em estudo. Acrescenta-se, porém, que não foi possível realizar uma descrição da área de influência e correspondente população servida por sistema interceptor/emissário, uma vez que não se disponha dessa informação.

3.2.2 Frente de drenagem de Alhandra

De acordo com o referido na secção 3.2.1 do capítulo 3, a frente de drenagem de Alhandra é constituída por dois sistemas interceptores e um emissário. No entanto, dada a ausência de cadastro do sistema emissário, a respectiva frente de drenagem será caracterizada, somente, pelos sistemas interceptores. Na Figura 3.4, apresenta-se, esquematicamente, em planta, os respectivos sistemas, que contêm as seguintes características:

Interceptor Alhandra- A

- Uma extensão aproximada de 1600 m;
- Trechos de colectores em polietileno de alta densidade (PEAD) de diâmetro variável, compreendidos entre 315 mm e 630 mm;
- Cinco descarregadores de tempestade e diversos colectores secundários em polipropileno (PP), de diâmetro variável (entre 630 mm e 800 mm), destinados a transportar, em tempo húmido, os caudais pluviais excedentes para o meio receptor;
- Duas válvulas vórtice instaladas em câmara húmida, nomeadamente, na câmara de visita à entrada do sistema interceptor - a jusante do descarregador de tempestade “DTA29” -, e na câmara de visita “A41”, com vista a uma regulação de caudal em tempo húmido, igual a 8,5 l/s e 18,5 l/s, respectivamente.

Interceptor Alhandra-B

- Uma extensão aproximada de 900 m;
- Trechos de colectores em PEAD de diâmetro variável, entre 500 mm e 630 mm;
- Quatro descarregadores de tempestade e diversos colectores secundários em PP, com diâmetro de 800 mm, destinados a transportar, em tempo húmido, os caudais pluviais excedentes para o meio receptor;
- Três válvulas vórtice instaladas em câmara húmida, nomeadamente, nas câmaras de visita imediatamente a jusante dos descarregadores de tempestade “DTB1”, “DTB9” e “DTB10”. Realça-se que, no descarregador “DTB1”, a câmara de visita onde se encontra instalada a válvula de controlo de caudal, pertence à rede de colectores secundária, destinada ao transporte dos caudais pluviais excedentes para o meio receptor. Assim sendo, nesta última situação, a válvula destina-se a limitar o caudal descarregado para o meio receptor, em 5 l/s, enquanto, as restantes destinam-se a limitar o caudal desviado para o sistema interceptor, em 19 l/s.

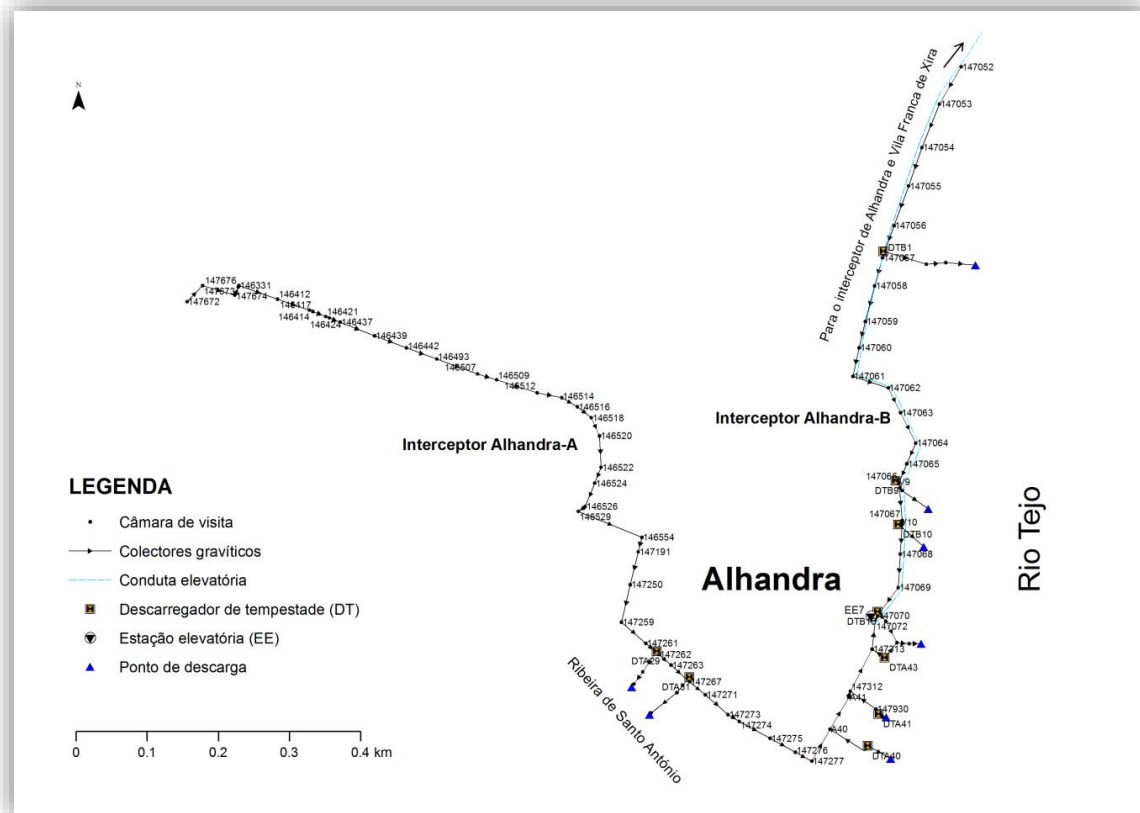


Figura 3.4 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Alhandra

No Quadro A2 e no Quadro A3 do ANEXO I, apresentam-se, de forma detalhada, as principais características, por trecho de colector, dos interceptores Alhandra- A e Alhandra-B, respectivamente. Pela informação dos quadros em questão, verifica-se que, em ambos os interceptores, existem alguns critérios regulamentares não conformes, designadamente, trechos de colectores com inclinações demasiado reduzidas (inferiores a 0,3%), que, podendo provocar velocidades de escoamento muito reduzidas, podem conduzir à formação de depósitos nos colectores, e, noutras situações, colectores com inclinações excessivas (superiores a 15%), que podem originar o seu deslizamento, com riscos de infiltrações e/ou exfiltrações, devido à eventual perda de estanquidade provocada pela abertura das juntas de ligação.

Contudo, é importante referir que, nestes dois últimos casos, apesar de não se verificarem o cumprimento dos limites estabelecidos para as inclinações dos colectores, os problemas atrás referidos poderão não se verificar, desde que, na primeira situação se consigam garantir as condições de auto-limpeza dos colectores, e, no segundo caso, tenham sido previstos dispositivos de ancoragem de modo a evitar o seu deslizamento.

No Quadro A4 e no Quadro A5 do ANEXO I, apresentam-se, respectivamente, as principais características dos descarregadores existentes no sistema interceptor de Alhandra- A e Alhandra-B. Através da análise do Quadro A5, constata-se que parte dos caudais afluentes à câmara do descarregador “DTB1” são enviados directamente para o rio Tejo, dado que a cota de soleira do colectador de águas residuais se encontra em concordância com a cota da crista do descarregador. Contudo, e de acordo com o mencionado na descrição do interceptor B, esta descarga é feita de uma forma controlada, minimizando a contaminação do meio receptor.

Relativamente à possibilidade de entrada de água do mar através dos descarregadores, considera-se esta hipótese diminuta, uma vez que todos os pontos de descarga dispõem de válvulas de maré (tipo bico de pato). Caso contrário, ou seja, na ausência das válvulas em questão, este seria um cenário possível, dado que as cotas das cristas dos descarregadores são inferiores à cota máxima de preia-mar de águas vivas, que atinge, em Vila Franca de Xira, uma cota referida ao nível médio do mar de aproximadamente 2,6 m.

Na secção final dos sistemas interceptores, encontra-se implantada a instalação elevatória EE7, constituída por 3 grupos electrobomba submersíveis (dois de serviço e um de reserva), e que eleva o efluente para o sistema interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira. As principais características do sistema elevatório ao longo da frente de drenagem de Alhandra, apresentam-se no Quadro A1 do ANEXO I. A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 3.5, uma vista da câmara de manobras, referente à instalação mencionada no presente parágrafo.



Figura 3.5 – Vista da câmara de manobras da instalação elevatória EE7

3.2.3 Frente de drenagem de Vila Franca de Xira

Os sistemas de drenagem da frente de drenagem de Vila Franca de Xira, que se apresentam na Figura 3.6, contêm, designadamente, os seguintes elementos principais:

Interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira

- Uma extensão aproximada de 2500 m;
- Trechos de colectores em PEAD, de diâmetro variável, entre 800 mm e 1000 mm;
- Quatro descarregadores de tempestade e diversos colectores secundários em PEAD e poliéster reforçado a fibra de vidro (PRFV), de diâmetros variáveis (entre 630 mm e 1000 mm), destinados a transportar, durante a ocorrência de precipitação intensa, os excedentes de descarga para o meio receptor;
- Quatro válvulas vórtice instaladas em câmara húmida, nos descarregadores de tempestade, “DT1”, “DT2”, “DT3” e “DT4”, para regulação dos caudais desviados para o sistema interceptor em tempo húmido, respectivamente, 20,7 l/s, 52 l/s, 25 l/s e 52,7 l/s.

Emissário de Quinta dos Fidalgos

- Um comprimento total de cerca de 1500 m;
- Trechos em PEAD;
- Colectores com diâmetros compreendidos entre 250 mm e 500 mm.

No Quadro A6 e no Quadro A7 do ANEXO I, apresentam-se, respectivamente, as principais características, por trecho de colector, do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira e do emissário de Quinta dos Fidalgos. Uma vez que a topografia do terreno possui um perfil predominantemente plano, observa-se que a maioria dos trechos, no interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira, possui inclinações bastante reduzidas ou mesmo com uma pendente nula, provavelmente, para evitar grandes alturas de escavação. No entanto, esta situação poderá provocar o assoreamento dos colectores, com riscos de ocorrência de septicidade. Os dados contidos nos quadros referidos, revelam também que, nos trechos de desvio dos descarregadores para o interceptor, existem alguns colectores com inclinações superiores às regulamentares.

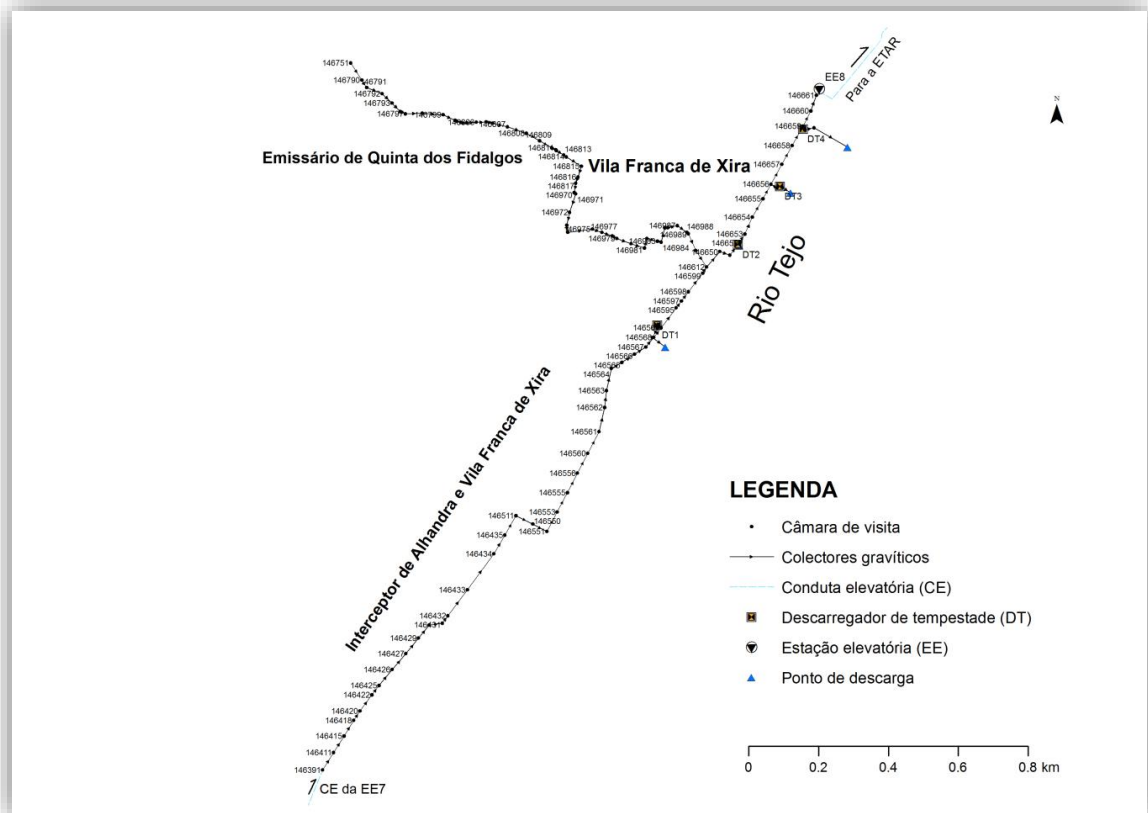


Figura 3.6 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Vila Franca de Xira

No Quadro A8, do ANEXO I, apresentam-se as principais características dos descarregadores de tempestade, existentes ao longo do sistema interceptor em questão. Da análise da informação existente, é presumível afirmar, que os descarregadores se encontram a funcionar correctamente, ou seja, que todo o caudal em tempo seco é desviado para o sistema interceptor. No que diz respeito à possibilidade de entrada de água do mar através dos descarregadores, e à semelhança da frente de drenagem de Alhandra, considera-se esta hipótese diminuta, uma vez que todos os pontos de descarga dispõem de válvulas de maré (tipo bico de pato).

Na secção final do sistema interceptor em apreço, encontra-se implantada a instalação elevatória EE8, constituída por 3 grupos electrobomba submersíveis (dois de serviço e um de reserva), e que eleva o efluente para a ETAR de Vila Franca de Xira. As principais características do sistema elevatório apresentam-se no Quadro A1 do ANEXO I. A título ilustrativo, apresenta-se, na Figura 3.7, uma vista da câmara de manobras da respectiva instalação.



Figura 3.7 – Vista da câmara de manobras da instalação elevatória EE8

3.2.4 Frente de drenagem da Vala do Carregado

Em termos gerais, a frente de drenagem da Vala do Carregado, que se apresenta na Figura 3.8, é constituída pelos seguintes componentes principais:

Emissário da Vala do Carregado

- Um comprimento total de cerca de 1200 m;
- Trechos em PP corrugado (PPC);
- Colectores de diâmetro variável, compreendidos entre 315 mm e 400 mm;
- Um descarregador de segurança.

Emissário da Rua da Estação

- Um comprimento total de aproximadamente 450 m;
- Trechos em PEAD;
- Colectores com diâmetro constante, de 315 mm.

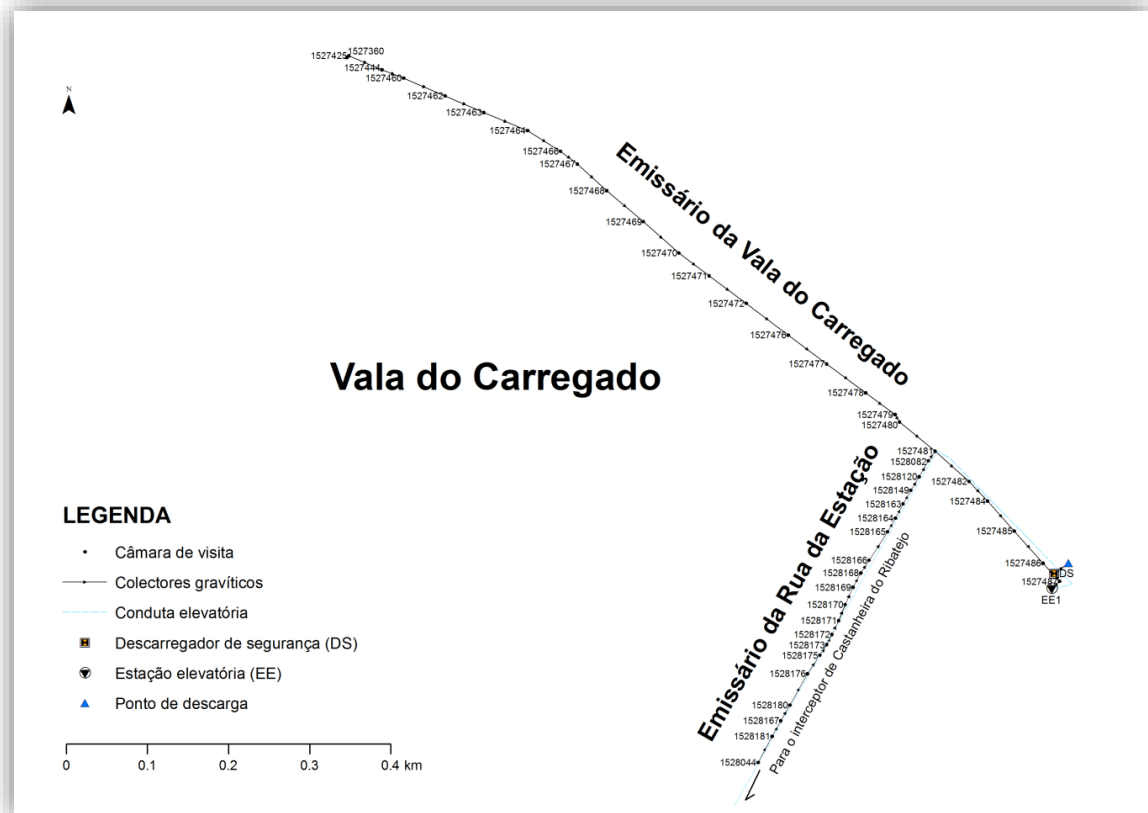


Figura 3.8 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem da Vala do Carregado

As principais características do emissário da Vala do Carregado e do emissário da Rua da Estação encontram-se representadas, por trecho de colector, no Quadro A9 e no Quadro A10 do ANEXO I, respectivamente. Pela observação dos respectivos quadros, verifica-se que a generalidade dos trechos apresenta inclinações reduzidas, existindo, inclusive, colectores em contra pendente. Estas situações poderão conduzir à ocorrência dos problemas referidos anteriormente.

No Quadro A11 do ANEXO I, apresentam-se as principais características do descarregador de segurança da frente de drenagem da Vala do Carregado, localizado a montante da estação elevatória. Em caso de avaria, o emissário a montante entra em carga, efectuando-se nessa altura, através do descarregador, um “by-pass” à estação elevatória. A fim de evitar a entrada de águas do estuário do rio Tejo, o descarregador dispõe de uma válvula de maré (tipo bico de pato).

Na secção final do emissário da Vala do Carregado, encontra-se implantada a instalação elevatória EE1, constituída por dois grupos electrobomba submersíveis (um de serviço e um de reserva), e que eleva o efluente para o interceptor de Castanheira do Ribatejo. As principais características do

sistema elevatório apresentam-se no Quadro A1 do ANEXO I. A título ilustrativo, apresenta-se, na Figura 3.9, uma vista do poço de bombagem da respectiva instalação.



Figura 3.9 – Vista do poço de bombagem da instalação elevatória EE1

3.2.5 Frente de drenagem do Porto de Areia

Na Figura 3.10, apresenta-se uma representação esquemática, em planta, da frente de drenagem do Porto de Areia, que é constituída pelos seguintes componentes principais:

Interceptor de Castanheira do Ribatejo

- Uma extensão aproximada de 500 m;
- Trechos em PEAD;
- Colectores com diâmetros compreendidos entre 500 mm e 630 mm;

Emissário da Rua do Carril

- Um comprimento total de cerca de 1500 m;
- Trechos com mais de um material, nomeadamente, PEAD e PPC;
- Colectores de diâmetro variável, entre 315 mm e 630 mm.

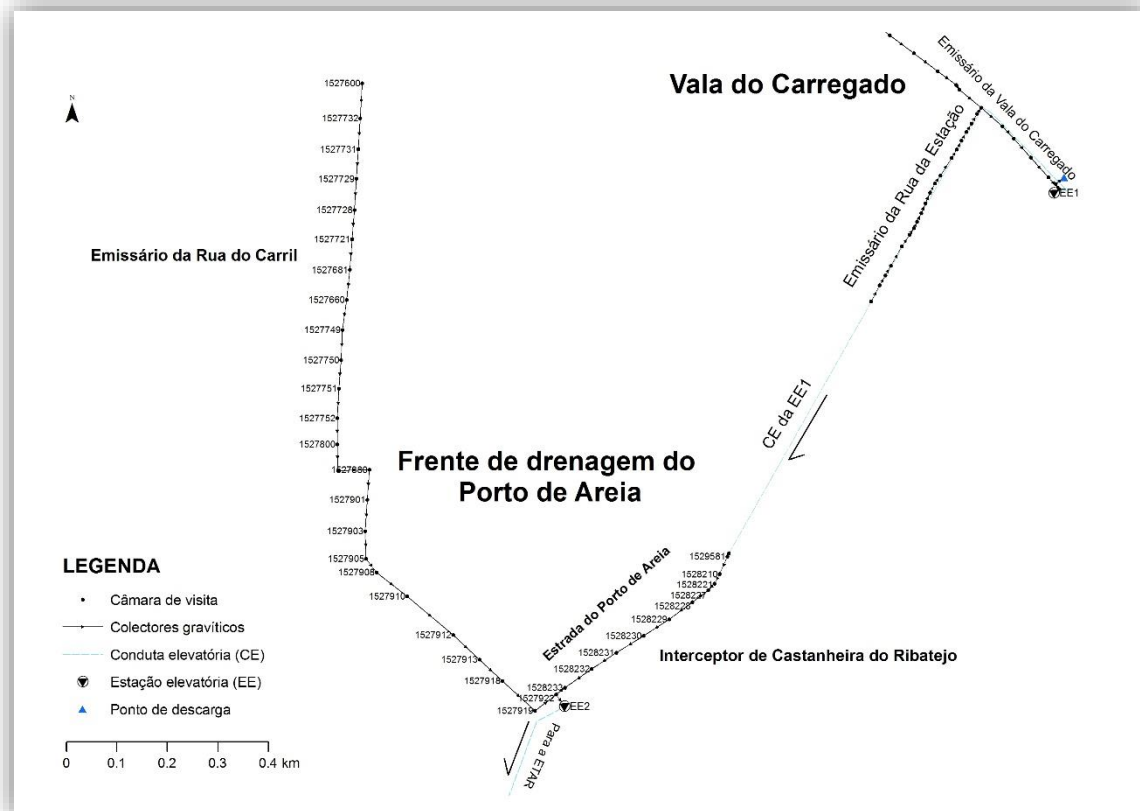


Figura 3.10 – Representação esquemática, em planta, da frente de drenagem de Porto de Areia

As principais características do interceptor de Castanheira do Ribatejo e do emissário da Rua do Carril encontram-se representadas, por trecho de colector, no Quadro A12 e no Quadro A13 do ANEXO I, respectivamente. Através da análise dos quadros referidos, verifica-se uma conformidade com o que tem vindo a ser mencionado nas situações anteriores, nomeadamente, a existência de trechos com inclinações demasiado reduzidas, por vezes, mesmo, ascendentes, sendo que as potenciais consequências que daí advêm, já se encontram descritas.

Na secção final dos sistemas de drenagem em questão, encontra-se implantada a instalação elevatória EE2, constituída por três grupos electrobomba submersíveis (dois de serviço e um de reserva), e que eleva o efluente para a ETAR de Vila Franca de Xira. No Quadro A1 do ANEXO I, apresentam-se as principais características do sistema elevatório do Porto de Areia. A título ilustrativo, apresenta-se, na Figura 3.11, uma vista do poço de bombagem da respectiva instalação.

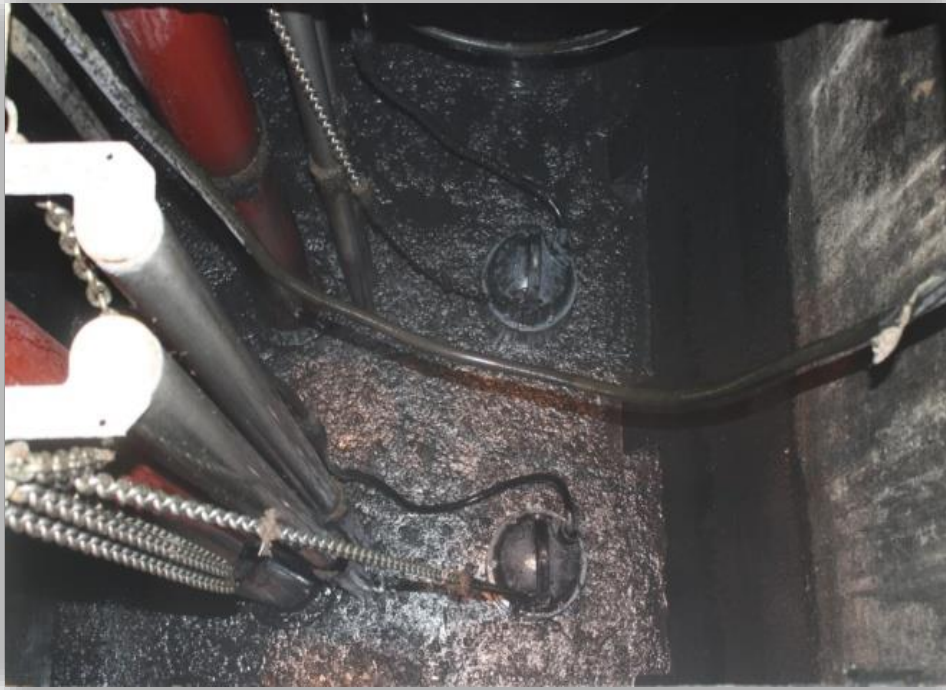


Figura 3.11 – Vista do poço de bombagem da instalação elevatória EE2

3.3 Conceptualização do modelo

3.3.1 Construção do modelo hidráulico

Por forma a obter a representação conceptual do subsistema de drenagem, foi necessário definir um conjunto de objectos, que permitissem descrever as características físicas detalhadas de todos os componentes da rede, incluindo, câmaras de visita, colectores, descarregadores, instalações elevatórias, válvulas de maré e válvulas de controlo de caudal. A definição deste conjunto de objectos possibilita que o modelo SWMM, através dos algoritmos que lhe são inerentes, modele a hidrodinâmica do escoamento.

De entre os componentes anteriores, evidenciam-se neste sub-capítulo, as câmaras de visita e os colectores, pelo que os restantes, devido ao seu carácter especial, serão tratados na secção 3.3.3. Com efeito, a conceptualização das câmaras de visita é feita através de “*nodes*”, nomeadamente, “*junctions*”, que podem representar o ponto de entrada das afluições externas na rede. Contudo, se os nós se tratarem de nós terminais do sistema, ou seja, corresponderem a pontos de descarga, o objecto toma a designação de “*outfalls*”, sendo nestes nós definidas as condições de fronteira.

Por sua vez, a conceptualização dos colectores é feita através de “links”, particularmente pela entidade “conduits”, que se destina a fazer o transporte do caudal de um nó para o outro no sistema. De modo a considerar as condições de fronteira, foram também simulados os colectores, que se desenvolvem a jusante dos descarregadores de tempestade.

Com base na informação cadastral, e no recurso ao “software” de informação geográfica G/InterAqua™, procedeu-se à introdução no SWMM, dos objectos e respectivos atributos de todas as componentes do subsistema, mencionadas anteriormente. Em função do material de cada colector foram, ainda, considerados diversos coeficientes de rugosidade de Manning, designadamente, $n = 0.011 \text{ s.m}^{-1/3}$ para plásticos; $n = 0.012 \text{ s.m}^{-1/3}$ para grés; $n = 0.013 \text{ s.m}^{-1/3}$ para ferro fundido.

Na Figura 3.12, apresenta-se a representação conceptual do modelo hidráulico, relativo ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira.

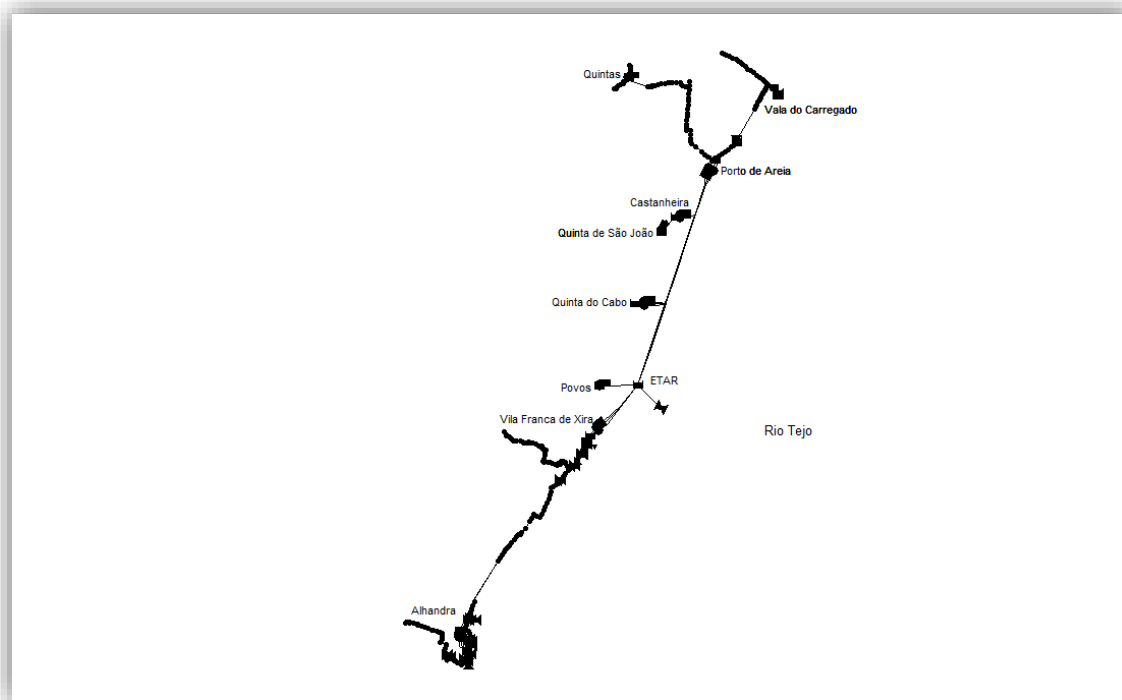


Figura 3.12 – Representação conceptual do modelo hidráulico do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira, no modelo SWMM

3.3.2 Construção do modelo hidrológico

Considerando que parte da rede de drenagem, que compõe o subsistema, é unitária, de forma a tornar possível uma simulação em tempo húmido, foi necessário definir os limites das sub-bacias de drenagem, bem como, proceder ao levantamento das suas características principais. Tal foi conseguido recorrendo, novamente, ao “software” G/InterAqua™. Na Figura A1 do ANEXO I, apresenta-se uma representação esquemática, em planta, com os limites das sub-bacias obtidos, sendo as suas principais características apresentadas no Quadro A14, também presente no ANEXO I.

É importante salientar que, para a rede de drenagem que se encontra definida como separativa, apresenta-se, igualmente, a delimitação das sub-bacias pluviais. Este último passo, justifica-se, por duas razões: a primeira, por uma questão de coerência, visto que a presente tipologia de rede também possui bacias pluviais, e, a segunda, e a mais importante, porque apesar de a rede de drenagem se pretender separativa, podem-se verificar a existência de aflúências externas, através de juntas deficientes dos colectores, pela presença de fendas nos mesmos, e/ou, pelas câmaras de visita não serem perfeitamente estanques.

Tal facto pôde ser comprovado através dos registos de dados do serviço de exploração da SIMTEJO, através dos quais, é possível constatar a existência de diferenças entre os valores dos volumes médios diários, elevados pelas instalações elevatórias (com rede separativa a montante), em tempo húmido, e em tempo seco. Na Figura 3.13, apresentam-se os volumes médios elevados pelas diversas EE, referindo-se que os valores dizem respeito a um período de registos, compreendido, entre 1 de Julho de 2011 e 30 de Junho de 2012.

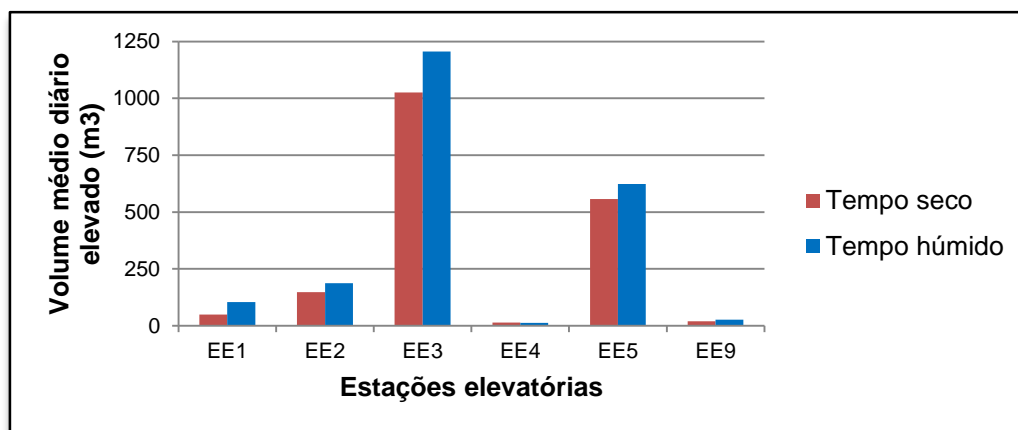


Figura 3.13 – Volumes médios diários elevados pelas estações elevatórias EE1, EE2, EE3, EE4, EE5 e EE9 em tempo seco e tempo húmido

A Figura 3.14 pretende ilustrar a integração do modelo hidrológico, cuja representação conceptual das sub-bacias, é feita pelo objecto “*Subcatchment*”, com o modelo hidráulico anteriormente obtido.

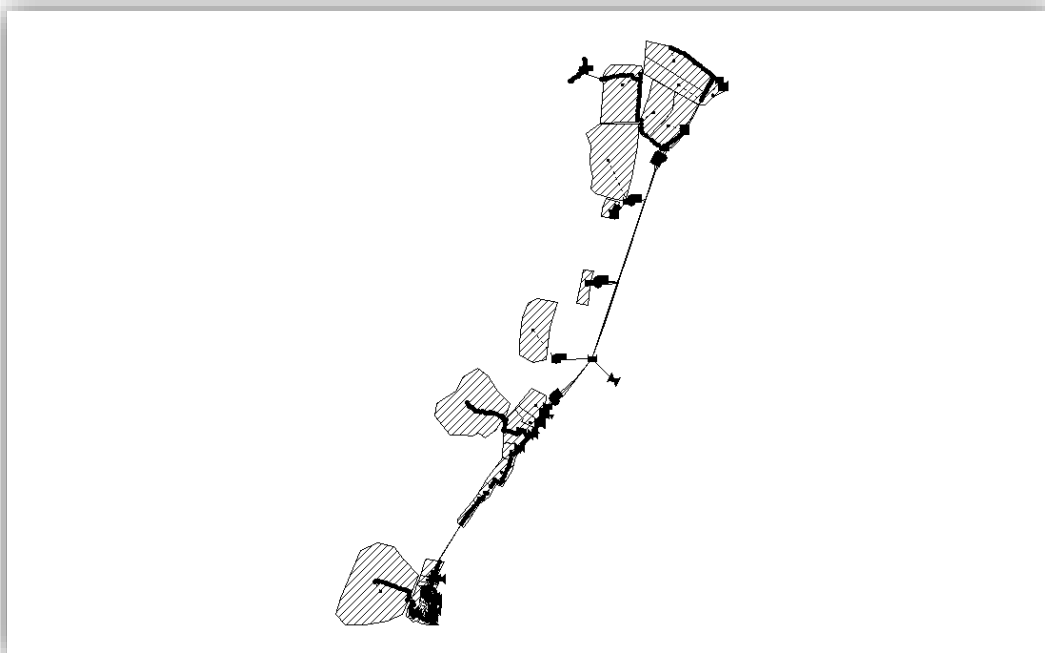


Figura 3.14 – Representação conceptual do modelo hidráulico e do modelo hidrológico no modelo SWMM, relativo ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira

3.3.3 Componentes especiais do modelo

Na presente secção pretende-se descrever, com um maior detalhe, a forma como é feita a representação conceptual, no modelo SWMM, dos componentes especiais que integram o subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira. Incluem-se, assim, nesta categoria, os seguintes elementos: descarregadores; válvulas de maré; válvulas de controlo de caudal e as estações elevatórias.

Devido à multiplicidade destas componentes no modelo matemático e, uma vez que, a sua representação se obtém de forma análoga, escolheu-se a título de exemplo, o descarregador de tempestade “DTA29” e a instalação elevatória EE7, pertencentes à frente de drenagem de Alhandra, para uma caracterização detalhada da sua construção.

No SWMM, as câmaras com descarregador, representam-se por linhas, pelo que, na sua interface, é necessário definir uma câmara de visita a montante e a jusante, repetindo-se assim os atributos

da respectiva câmara. Contudo, na realidade, a câmara de jusante pode não existir, servindo apenas de apoio à modelação matemática. Os nós a montante e a jusante do descarregador podem, também, ser definidos por reservatórios (“*Storage Units*”). O uso de reservatórios em vez de câmaras de visita, prende-se com o facto de, nos reservatórios, se poder definir a dimensão dos mesmos, enquanto, nas câmaras de visita, a sua geometria - à excepção da altura - já se encontra pré-definida no modelo.

Para o descarregador em questão, a segunda câmara, para além de servir para efeitos de modelação, também existe na realidade. O descarregador dispõe, assim, de dois compartimentos, sendo que, no segundo, existem duas válvulas de maré, instaladas na parede descarregadora.

Na Figura 3.15, apresenta-se a representação do descarregador “DTA29” no modelo, materializada por dois nós (“*Storage Units*”) e por duas linhas, pretendendo estas últimas, simular, juntamente, as válvulas de maré e o descarregador, sendo a sua conceptualização feita pelo objecto “*Outlet*”. O desvio das águas residuais para o sistema interceptor, é regulado por uma válvula de controlo de caudal que, no modelo, se representa igualmente por um “*Outlet*”.

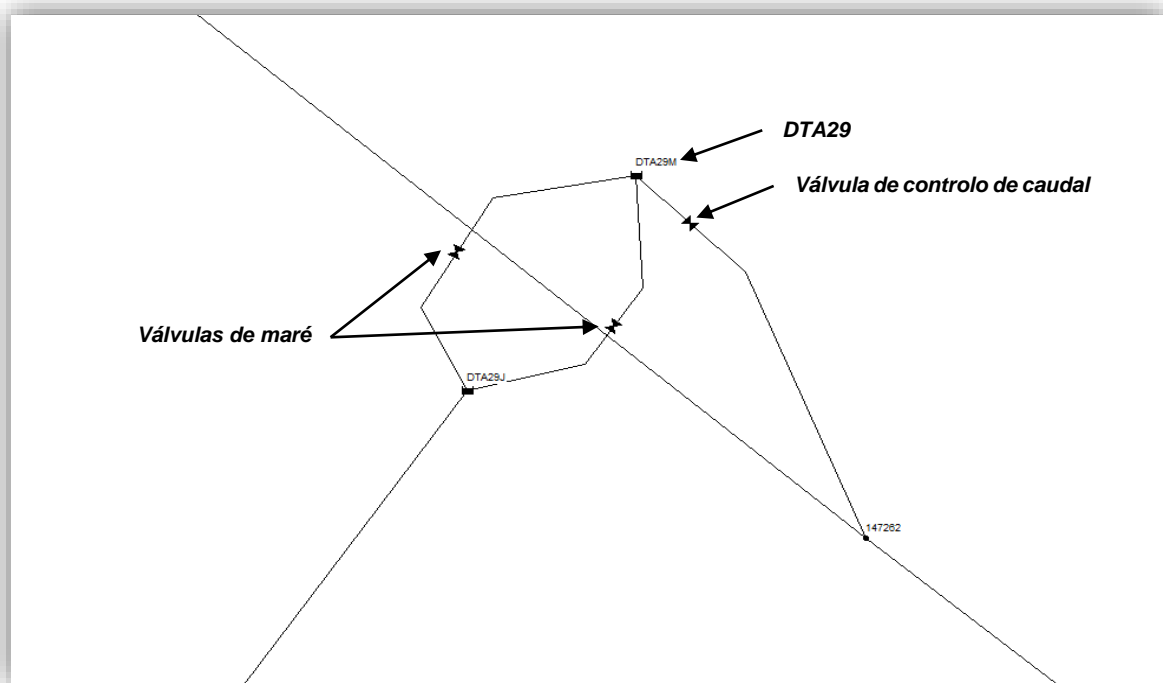


Figura 3.15 – Representação conceptual do descarregador de tempestade “DTA29”

Uma vez representadas as válvulas de maré e as válvulas de controlo de caudal no modelo, surge a necessidade de definir o seu comportamento, em termos hidráulicos. Como tal, foram inseridas as

curvas de perda de carga, nas válvulas de maré, e as curvas de vazão, nas válvulas de controlo de caudal. Na Figura 3.16 e na Figura 3.17, apresentam-se, respectivamente, a título ilustrativo, a curva de perda de carga das válvulas de maré, e a curva de vazão da válvula de controlo de caudal, respeitantes ao descarregador “DTA29”.

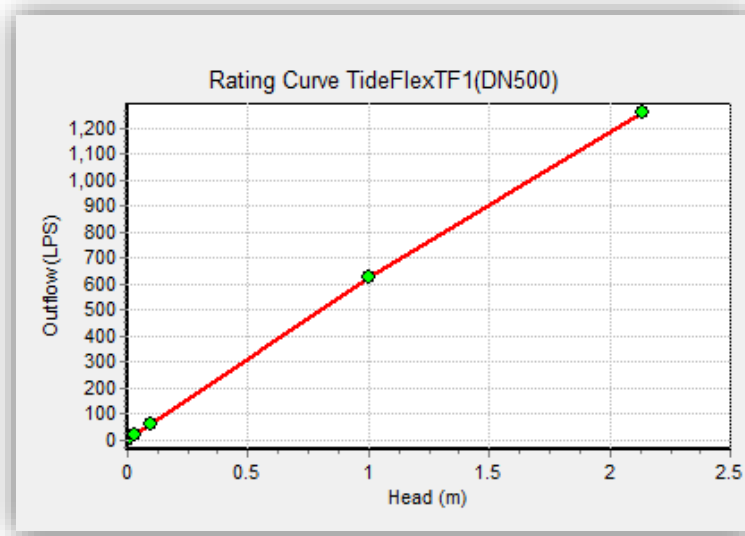


Figura 3.16 – Curva de perda de carga referente às válvulas de maré instaladas na câmara de alívio do descarregador de tempestade “DTA29”

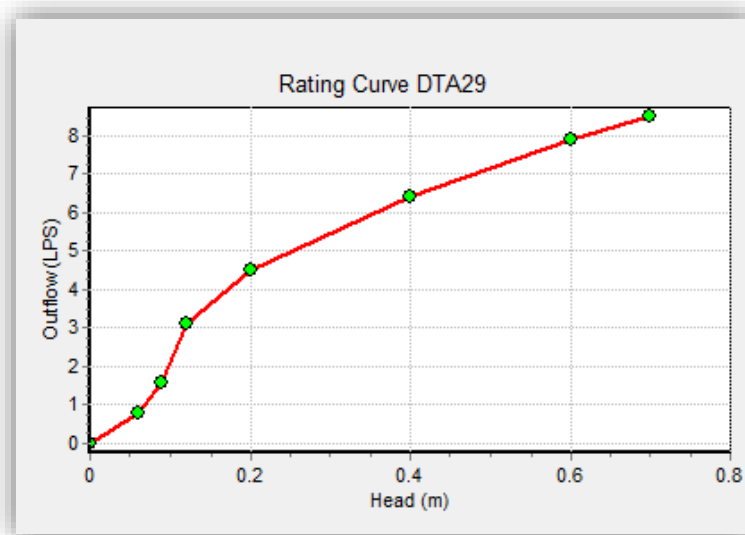


Figura 3.17 – Curva de vazão da válvula de controlo de caudal instalada a jusante do descarregador de tempestade “DTA29”

No que se refere às instalações elevatórias, a sua representação, no modelo matemático, é feita através da associação de um nó (“*Storage Unit*”), que pretende simular o poço de bombagem, a uma linha (pelo objecto “*Pump*”), que caracteriza o grupo electrobomba. Realça-se que a conduta elevatória não é simulada hidraulicamente, terminando as linhas de cada bomba na câmara que estabelece a transição - na realidade -, entre a conduta de escoamento em pressão, e a rede de colectores.

Na Figura 3.18, é mostrado um pormenor da frente de drenagem de Alhandra no SWMM, onde é possível visualizar a representação da instalação elevatória EE7, de acordo com a metodologia anteriormente descrita.

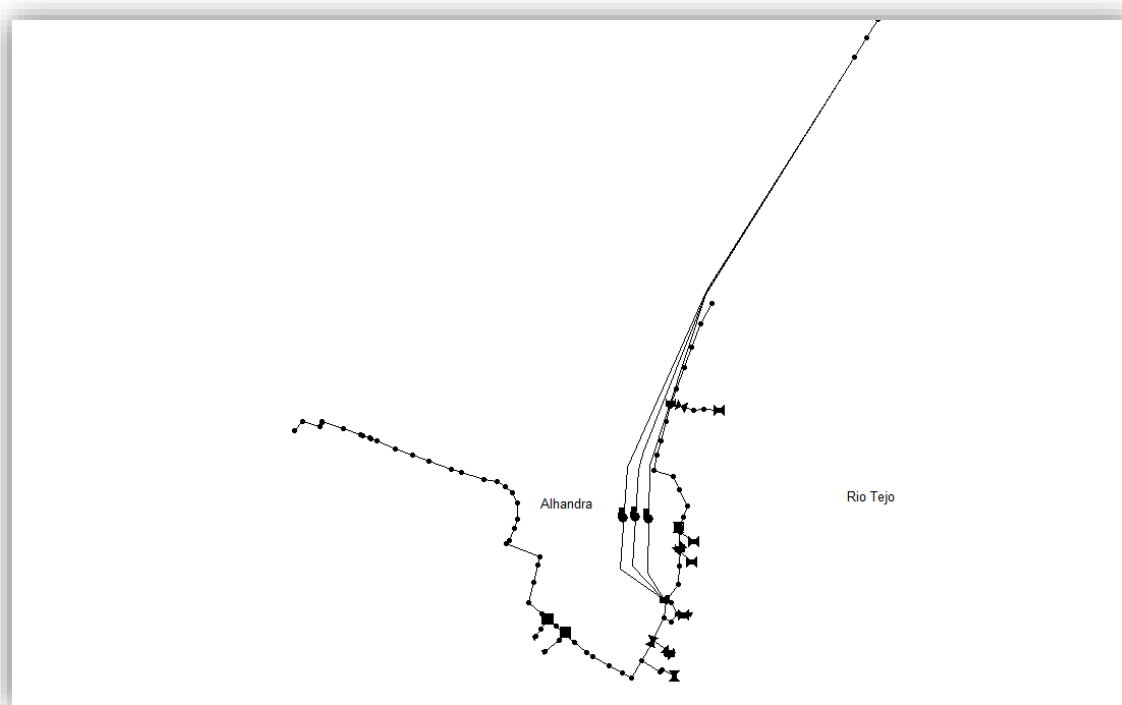


Figura 3.18 – Pormenor da frente de drenagem de Alhandra no modelo SWMM

Para o funcionamento de cada grupo electrobomba, foram introduzidas, no modelo, as respectivas curvas características da bomba, sendo o respectivo arranque e paragem, feitos automaticamente, através da definição de regras de controlo (“*Control Rules*”) que, tal como na realidade, dependem da altura da lâmina líquida no poço de bombagem.

Na Figura 3.19 e na Figura 3.20, apresentam-se, respectivamente, a curva característica das bombas, e a caixa de diálogo das regras de controlo inseridas no modelo, relativo ao comando automático dos grupos electrobomba da instalação elevatória EE7.

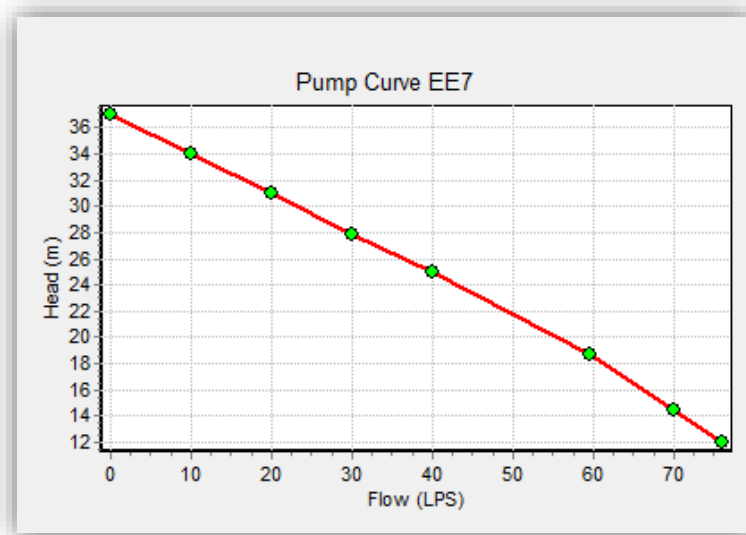


Figura 3.19 – Curva característica das bombas da instalação elevatória EE7

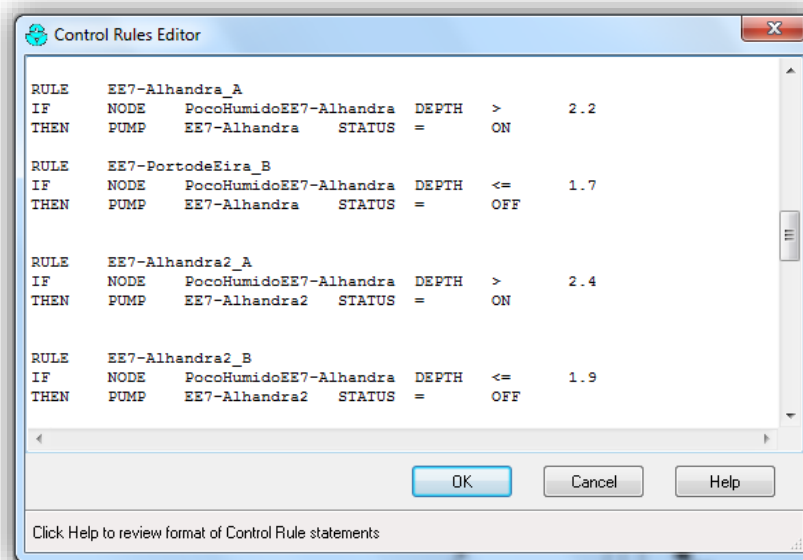


Figura 3.20 – Regras de controlo associadas ao funcionamento das bombas existentes na instalação elevatória EE7

3.4 Dados de base ao funcionamento do modelo

3.4.1 Notas introdutórias

Após a construção do modelo de simulação hidráulica e hidrológica, tornou-se necessário recolher diferentes tipos de dados, essenciais à realização das simulações em questão. O processo de recolha e tratamento dos mesmos é descrito sucintamente ao longo das secções 3.4.2 e 3.4.3.

A recolha e tratamento de dados destinou-se, especificadamente, à obtenção das seguintes situações:

- Estimativa das afluências ao subsistema em termos de caudais;
- Estabelecimento das condições de fronteira;
- Efectuar a calibração e verificação do modelo.

3.4.2 Afluências ao subsistema

De acordo com o que tem vindo a ser referido, constata-se que é necessário tratar as afluências ao subsistema, na dupla perspectiva, de tempo seco e de tempo húmido.

Para a estimativa das afluências em tempo seco, recorreu-se aos dados de medição de caudal da SIMTEJO, nomeadamente, dos medidores electromagnéticos, instalados nos sistemas elevatórios, e do Parshall, instalado a montante da ETAR. Foi considerado um período de amostragem diária de um ano, especificadamente, entre 1 de Julho de 2011 e 30 de Junho de 2012. Tanto para os sistemas elevatórios, como para o Parshall, os dados adquiridos dizem respeito a valores de caudais integrais ou acumulados.

Com base nesses elementos, procedeu-se a uma análise de balanços de massa, mensais, com a pretensão de realizar uma análise comparativa, entre os valores medidos nas EE, que elevam a água residual directamente para a ETAR, e os valores afluentes à mesma. Esta análise permitiu identificar o mês em que se estabelecia o melhor rácio entre estes valores (igual ou próximo à unidade), visto que o valor correspondente ao somatório dos volumes das EE, na generalidade dos casos, revelou-se inferior ao registado no Parshall.

Uma vez que não se dispunha de dados de caudais instantâneos das instalações elevatórias, e de modo a tornar possível a representação da variação de afluências ao subsistema, a análise de balanços de massa foi determinante, para a escolha de um hidrograma padrão, previamente calculado pela SIMTEJO, respeitante à ETAR de Vila Franca de Xira.

Na Figura 3.21, apresenta-se o hidrograma padrão seleccionado, fazendo-se a distinção entre os dias úteis da semana e fim-de-semana. No entanto, para a construção do modelo matemático, apenas se utilizaram os dados relativos aos dias úteis da semana. É importante referir que o hidrograma foi construído com base em médias de registos respeitantes ao período de tempo seco, relativos ao primeiro trimestre do ano 2012, e possuindo uma discretização temporal de 5 minutos.

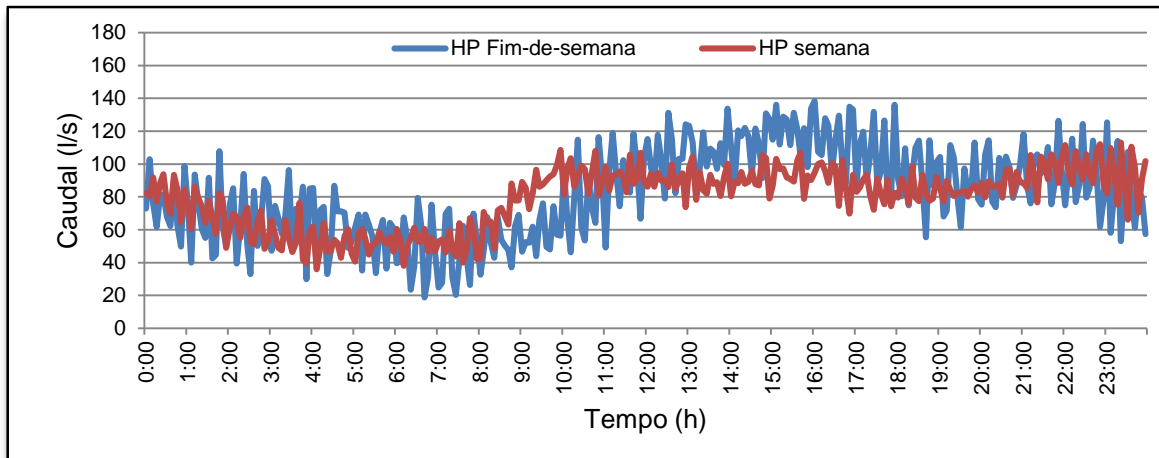


Figura 3.21 – Hidrograma padrão da ETAR de Vila Franca de Xira

Posteriormente, através do registo de dados de udógrafos, foi possível separar, na série de dados, para as diferentes instalações elevatórias, os dias de tempo seco, dos dias em que ocorreram eventos pluviométricos. Procedendo-se a uma análise estatística, obteve-se a contribuição, em termos percentuais, que cada elevatória em média representa para o global do subsistema. Os respectivos coeficientes de cada instalação elevatória foram multiplicados pelos dados do hidrograma padrão, estimando-se, assim, os volumes médios afluentes ao longo da unidade de tempo, ou seja, o caudal médio afluente para cada elevatória.

A Figura 3.22, representa os hidrogramas afluentes às estações elevatórias do subsistema de Vila Franca de Xira, e, no Quadro 3.1, apresenta-se a estimativa dos caudais médios diários afluentes a cada EE, em tempo seco.

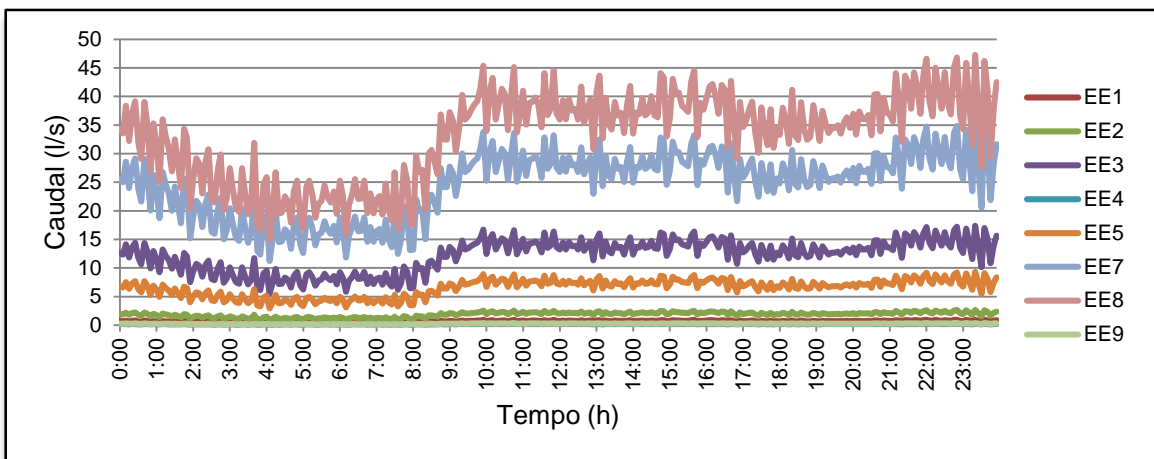


Figura 3.22 – Representação dos hidrogramas afluentes às estações elevatórias do subsistema de Vila Franca de Xira

Quadro 3.1 – Estimativa de caudais em tempo seco por EE

Estação Elevatória	Caudal médio diário afluente (m ³ /dia)
EE1	49
EE2	155
EE3	1068
EE4	15
EE5	581
EE7	2116
EE8	2854
EE9	20

No passo seguinte, foram estabelecidas as relações, entre os caudais horários do hidrograma padrão, e o caudal médio diário. Assim, para efeitos de modelação, foi possível associar um hidrograma diário a cada ponto de entrada de caudal, através da definição de um “*Time Pattern*”. No Quadro 3.2, são apresentados os factores de ponta horários (Fph), obtidos a partir do hidrograma padrão.

Quadro 3.2 – Factores de ponta horários do hidrograma padrão

Tempo (h)	Fph
0:00	1.04
1:00	0.89
2:00	0.77
3:00	0.69
4:00	0.65
5:00	0.66
6:00	0.67
7:00	0.66
8:00	0.85
9:00	1.14
10:00	1.17
11:00	1.18
12:00	1.13
13:00	1.14
14:00	1.14
15:00	1.18
16:00	1.16
17:00	1.05
18:00	1.06
19:00	1.05
20:00	1.11
21:00	1.20
22:00	1.25
23:00	1.16

Relativamente à simulação em tempo húmido, foi introduzida no modelo, uma série temporal, referente ao mês de Abril de 2012, com dados de precipitação reais, observados num udógrafo. De entre os elementos disponíveis pela SIMTEJO, escolheu-se o posto udográfico de Beirolas, por ser o que está localizado mais próximo da área de estudo.

Os caudais pluviais, afluentes ao sistema de colectores, são calculados através do modelo de reservatório não-linear. Salienta-se ainda que, a escolha do mês de Abril, é justificada pelo facto de este apresentar eventos de precipitação com diversas intensidades e durações. Na Figura 3.23, apresentam-se os dias em que ocorreram eventos de precipitação, e os respectivos valores de intensidade registados.

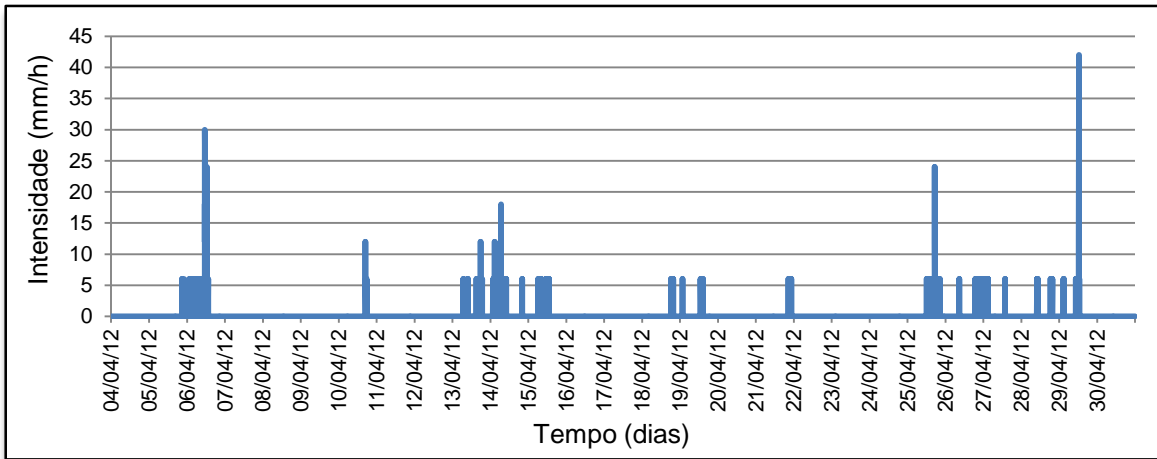


Figura 3.23 – Intensidade das precipitações registadas no posto udográfico de Beirolas durante o mês de Abril de 2012

3.4.3 Condições de fronteira

De modo a estabelecer as condições de fronteira foram considerados, nos pontos de descarga, o efeito das variações do nível de maré. Com base em dados disponibilizados pelo Instituto Hidrográfico (IH), e de modo a garantir a simultaneidade com os eventos de precipitação, foram definidos, no modelo, os níveis de maré para o mesmo período. Na Figura 3.24, indicam-se os níveis de maré, considerados para o período em questão.

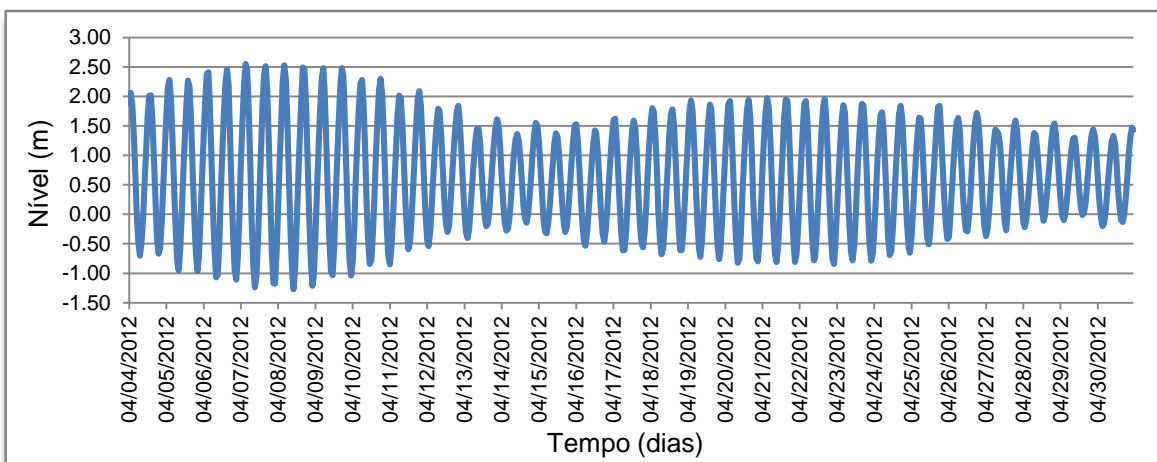


Figura 3.24 – Níveis de maré

3.5 Calibração do modelo

3.5.1 Processo de calibração do modelo

Uma vez representadas todas as componentes do subsistema, no modelo, e este dispor dos dados necessários para o seu funcionamento, é importante que o mesmo permita reproduzir, com um certo grau de confiança, o comportamento hidráulico do subsistema de drenagem. Como tal, tomou-se como fase seguinte do estudo, a calibração do modelo, para as situações de tempo seco e tempo húmido.

A calibração do modelo consistiu num processo iterativo, através do qual, os parâmetros do modelo foram sendo ajustados, por comparação entre os resultados simulados e os dados observados, até se verificar uma correspondência aceitável entre ambos. Na maioria dos modelos de drenagem, a sequência da calibração, passa por aferir o balanço de volumes no sistema. Deste modo, foram avaliados os volumes bombeados pelos grupos electrobomba, os volumes afluentes à ETAR de Vila Franca de Xira e, ainda, os caudais de ponta, na chegada à mesma.

A avaliação do balanço de volumes e do caudal máximo afluente, foi realizada com base nas expressões (3.1) e (3.2), respectivamente, tendo como referência, os intervalos de valores que se apresentam no Quadro 3.3 (FERREIRA, 2011).

$$EV = \frac{V_{\text{observado}} - V_{\text{simulado}}}{V_{\text{observado}}} \times 100 \quad (3.1)$$

Em que:

EV – Erro volumétrico (%);

$V_{\text{observado}}$ – Volume observado *in situ* no período de tempo em estudo (m^3);

V_{simulado} – Volume obtido por modelação no período de tempo em estudo (m^3).

$$EQp = \frac{Qp_{\text{observado}} - Qp_{\text{simulado}}}{Qp_{\text{observado}}} \times 100 \quad (3.2)$$

Em que:

EQp – Erro no caudal de ponta (%);

$Qp_{\text{observado}}$ – Caudal máximo observado *in situ* no período de tempo em estudo (l/s);

Qp_{simulado} – Caudal máximo obtido por modelação no período de tempo em estudo (l/s).

Quadro 3.3 – Valores de referência utilizados na calibração do modelo

Tempo	Erro Volumétrico (%)	Erro no caudal de ponta (%)
Seco	-10 e 10	-10 e 10
Húmido	- 10 e 20	-15 e 25

É importante salientar que só se realizou a calibração do modelo em tempo húmido, após o mesmo ter sido verificado para tempo seco. Refere-se, também que, o seu processo de calibração foi realizado através dos seguintes passos: ajuste de alguns valores de caudal, que, inicialmente, tinham sido distribuídos de forma arbitrária pelos pontos de entrada do subsistema; ajuste do coeficiente de rugosidade de Manning a aplicar aos colectores, e pelo ajuste das curvas características das bombas hidráulicas. Já, em tempo húmido, o método adoptado, consistiu na alteração de determinados parâmetros das sub-bacias, designadamente, dos coeficientes de rugosidade de Manning, correspondentes à área impermeável e permeável.

Nas seguintes secções do presente sub-capítulo, apresenta-se a descrição da realização do processo de calibração, para as situações de tempo seco e tempo húmido. De maneira a tornar essa descrição menos extensa e repetitiva, são apresentados, somente, os hidrogramas simulados e observados afluentes à ETAR, assim como, os erros volumétricos e os erros no caudal de ponta, obtidos entre os resultados calculados pelo modelo e os dados observados, igualmente, na chegada à ETAR de Vila Franca de Xira.

3.5.2 Tempo seco

Na presente secção, são apresentados os resultados do processo de calibração do modelo, para a situação de tempo seco. Destaca-se que, para a realização do processo de calibração em apreço, foi considerada uma simulação em contínuo durante dois dias. Esta decisão foi suportada pelo facto de, no início da simulação, os poços de bombagem se encontrarem vazios, possuindo, assim, a capacidade de acomodar um volume útil superior ao que se verificaria em condições normais de funcionamento. No entanto, verificou-se que, para um período de simulação de dois dias, o sistema já se encontra em equilíbrio, ou seja, com o funcionamento normalizado.

Na Figura 3.25, reporta-se o resultado da calibração, através da comparação do hidrograma produzido pelo modelo com o hidrograma observado no dia 16 de Abril de 2012. A análise comparativa foi realizada, considerando um intervalo de discretização temporal de 1 minuto.

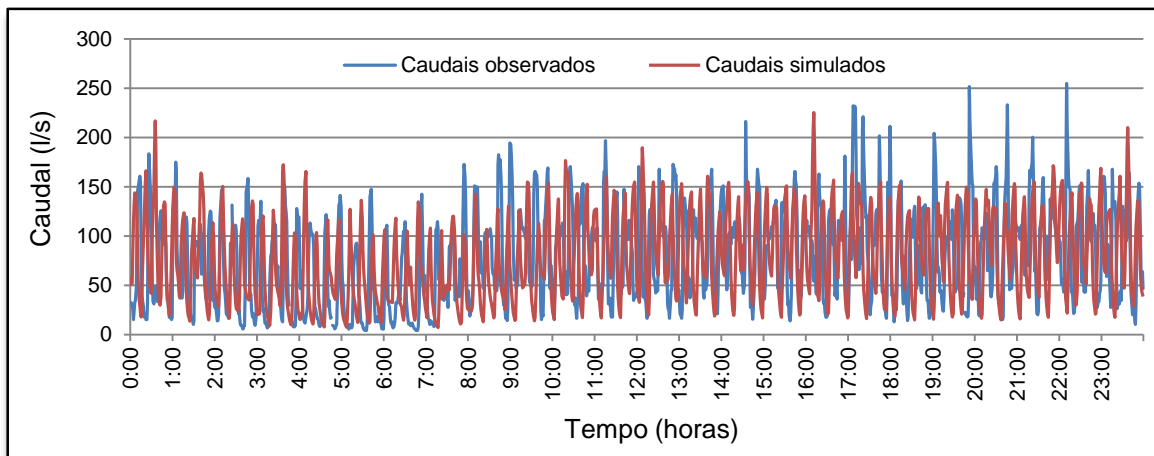


Figura 3.25 – Caudais observados versus caudais simulados (16/04/2012)

Pela análise da Figura 3.25, constata-se que o modelo consegue reproduzir, com uma segurança aceitável, a forma do hidrograma observado. Contudo, verificam-se algumas divergências, sobretudo, no que se refere à simultaneidade dos caudais de ponta. O desvio verificado, pode ser fundamentado, pelo facto de se estar a simular um sistema que se pretende contínuo de uma forma discreta.

Em termos quantitativos, o modelo permite reproduzir correctamente as variações de balanços de volumes, apresentando um erro volumétrico de 0,1%, ou seja, ligeiramente inferior ao volume observado. Relativamente ao caudal máximo afluente, o valor simulado, apresenta um erro de 11,6%, em relação ao valor medido. Pela observação do Quadro 3.3, verifica-se que, este último valor, se encontra fora dos limites indicados. No entanto, considerou-se o resultado aceitável, dado que, o seu afastamento é pouco significativo, e o modelo apresenta um bom ajustamento em relação ao primeiro critério mencionado.

O passo seguinte consistiu na verificação da calibração, através da realização de uma simulação, para um dia diferente do anterior. Na Figura 3.26, apresenta-se a comparação entre os caudais observados e os caudais simulados, referentes ao dia 23 de Abril de 2012.

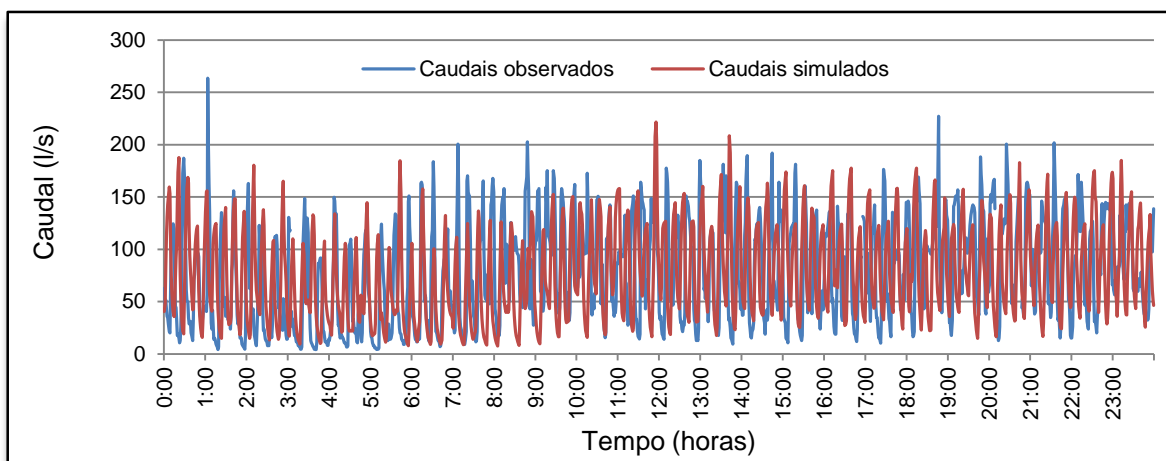


Figura 3.26 – Caudais observados versus caudais simulados (23/04/2012)

O resultado obtido na verificação do modelo, quer em termos qualitativos quer quantitativos, foi semelhante ao resultado apresentado no processo de calibração. Uma vez que as razões que serviram para justificar a anterior situação se coadunam com a presente, não se faz aqui uma descrição pormenorizada do resultado alcançado, referindo-se, apenas, que se obteve um erro volumétrico e de caudal de ponta, respectivamente, igual a -0,2% e 15,6%.

Deste modo, é possível afirmar que, o modelo, permite representar correctamente o balanço de volumes na área em estudo, para a situação de tempo seco. Por outro lado, no que diz respeito aos caudais de ponta simulados, verificou-se que a capacidade de resposta do modelo ficou ligeiramente afastada dos valores preconizados. No entanto, uma vez que os maiores picos de caudal se registam durante a ocorrência de precipitação intensa, atribuiu-se um maior rigor na verificação deste último critério, para a situação de tempo húmido. Face ao exposto, entendeu-se, assim, que o modelo já constituía o suporte necessário para o subsequente processo de calibração.

3.5.3 Tempo húmido

Para o processo de calibração da presente situação, foram simulados, em contínuo, dois dias de tempo seco, seguidos de um dia de tempo húmido. De forma a avaliar o comportamento do modelo, para diferentes tipos de eventos de precipitação, foram considerados, para a calibração em tempo húmido, os dias 10, 13 e 25 de Abril de 2012, nos quais, os valores registados de máxima intensidade de precipitação, foram, respectivamente, 6 mm/h, 12 mm/h e 24 mm/h. A razão de se calibrar o modelo para três eventos pluviométricos distintos, é suportada pelo facto de se considerar que, sendo bem-sucedido o processo de calibração, permitiria obter uma maior segurança nos resultados produzidos pelo modelo.

De acordo com o mencionado na secção 3.5.1, a calibração do modelo matemático, para tempo húmido, foi realizada através do ajuste de parâmetros respeitantes ao modelo hidrológico. No entanto, e à semelhança da situação de tempo seco, a sua aferição foi realizada no modelo hidráulico, através da comparação de hidrogramas, verificação do balanço de volumes e dos caudais máximos afluentes à ETAR de Vila Franca de Xira. Para se proceder a uma correcta calibração do modelo hidrológico, seria necessário conhecer o hidrograma do escoamento superficial, afluente a cada ponto de entrada de caudal. Contudo, não se dispõe de dados que tornem possível efectuar tal comparação.

Da Figura 3.27 à Figura 3.29, apresentam-se, respectivamente, a comparação dos hidrogramas modelados com os hidrogramas observados para os dias 10, 13 e 25 de Abril de 2012.

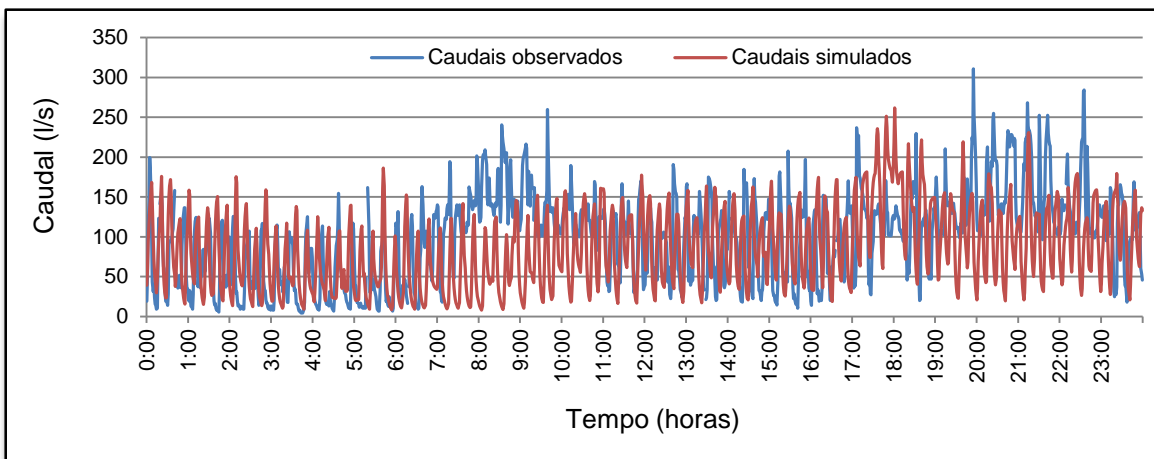


Figura 3.27 – Caudais observados versus caudais simulados (10/04/2012)

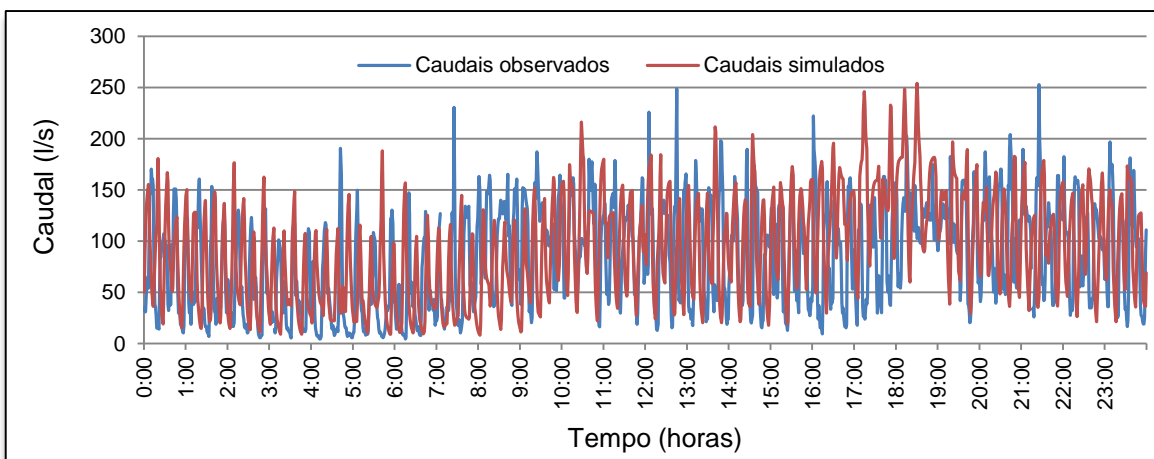


Figura 3.28 – Caudais observados versus caudais simulados (13/04/2012)

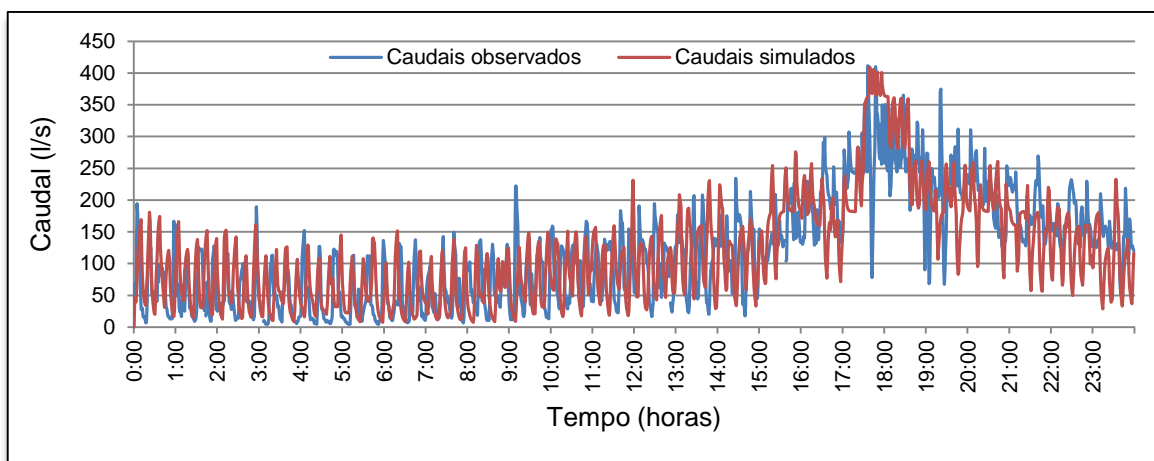


Figura 3.29 – Caudais observados versus caudais simulados (25/04/2012)

A observação das três últimas figuras permite concluir que, à excepção da situação apresentada na Figura 3.27, a representação conceptual adoptada para o modelo, permite reproduzir com alguma confiança os hidrogramas observados no medidor Parshall.

Em termos quantitativos, o modelo apresentou resultados dentro da gama de valores preconizados, para ocorrência de eventos pluviométricos. No Quadro 3.4, apresentam-se os valores dos afastamentos obtidos, em termos de volumes e caudais de ponta, para as datas consideradas durante a presente fase de calibração, onde é possível verificar que, de uma forma global, se conseguiu atingir um ajustamento aceitável, entre os dados observados e simulados.

Quadro 3.4 – Resultados da calibração em tempo húmido

Data	Erro volumétrico (%)	Erro no caudal de ponta (%)
10/04/2012	13,7	15,8
13/04/2012	-10,3	-0,5
25/04/2012	-0,7	0,4

Desta forma, é possível afirmar que, a representação conceptual (adaptada) do modelo, estabelece o suporte necessário a fim de alcançar os objectivos pretendidos, através dos processos de simulação. Julga-se pertinente referir que, para além do que já foi enumerado, tanto as diferenças a nível dos hidrogramas, como dos erros obtidos pela comparação com os dados empíricos, podem ser defendidos pelo seguinte conjunto de factores:

- Imprecisão dos dados de precipitação utilizados no modelo;
- Distribuição da precipitação considerada uniforme em toda a área de estudo;
- Incerteza nas condições iniciais e/ou de fronteira na área de estudo.

4 Apresentação, análise e discussão dos cenários de simulação

4.1 Introdução e cenários de simulação

No presente capítulo, serão apresentados e analisados os resultados da aplicação do modelo SWMM, ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira. Tendo presente a concretização dos objetivos estabelecidos, foram considerados, neste contexto, os seguintes cenários de simulação:

- **Cenário 1** – Destina-se a avaliar, numa perspectiva de diagnóstico, o desempenho hidráulico do subsistema de drenagem, em período de tempo seco, para a situação actual;
- **Cenário 2** – Equivale ao cenário 1, considerando, no entanto, a situação actual em tempo húmido;
- **Cenário 3** – Considera-se a utilização de bombas com velocidade variável, para avaliar o potencial amortecimento do caudal de ponta, afluente à ETAR;
- **Cenário 4** – Preconiza, à semelhança do anterior, o estudo do potencial amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR, através da definição de regras de controlo em tempo real; contudo, nesta situação, a abordagem passa por reduzir o número de grupos electrobomba a funcionar em simultâneo, tirando partido da geometria dos poços de bombagem existentes.

Nos dois primeiros cenários de simulação acima mencionados, a análise dos resultados obtidos, foi realizada, dando ênfase à velocidade de escoamento, e à altura da lâmina líquida nos colectores. O primeiro critério relaciona-se, essencialmente, com a capacidade do escoamento para efectuar a auto-limpeza dos colectores ou potenciar a erosão dos mesmos, enquanto o segundo, permite traduzir a ocorrência de entrada em carga dos colectores, e avaliar os potenciais riscos de inundação, aquando da ocorrência de eventos pluviométricos.

Entendeu-se, também que, para os cenários referidos no parágrafo anterior, os resultados apresentados não deveriam ser avaliados de uma forma meramente quantitativa, apresentando-se, assim, os perfis longitudinais de maior relevância, juntamente com os perfis hidráulicos na situação de ponta, respeitantes aos períodos, de tempo seco e de tempo húmido.

A opção pela apresentação dos perfis longitudinais, na discussão dos resultados, fundamenta-se, essencialmente, pelas seguintes razões: permitir uma descrição espacial do sistema em estudo; explorar as potencialidades do modelo SWMM; e suportar os resultados obtidos através dos processos de simulação.

Relativamente aos dois últimos cenários, e à semelhança da situação anterior, a análise dos resultados foi realizada numa dupla perspectiva, quantitativa e qualitativa. Na primeira perspectiva, é indicado, em termos percentuais, o amortecimento de caudal conseguido através das estratégias

definidas, enquanto, na segunda, a qualitativa, são comparados os hidrogramas observados e os hidrogramas simulados, na presença, e na ausência, da definição de regras de controlo, em tempo real.

4.2 Simulação hidráulica do estado actual do subsistema de drenagem

4.2.1 Cenário 1 – Situação de tempo seco

No Quadro A15 do ANEXO II, apresenta-se o número de trechos do subsistema de drenagem, com velocidades de escoamento inferiores à velocidade mínima regulamentar, de 0,6 m/s. O incumprimento deste critério, observado em cerca de 50% da totalidade dos trechos considerados na simulação, é, tal como foi descrito anteriormente, indicador de potenciais problemas de auto-limpeza dos colectores. Refere-se ainda que, os troços com o problema referido, estão implantados nas quatro frentes de drenagem da área em estudo.

O facto de quase metade da rede de drenagem poder apresentar condições de auto-limpeza insuficientes, pode ser justificado pelas seguintes considerações:

- Por o subsistema ser constituído maioritariamente por uma rede de drenagem do tipo unitário (aproximadamente 50% da rede simulada). Verifica-se, em geral, para este tipo de redes, uma diferença significativa entre os caudais afluentes de água residual comunitária, e os caudais pluviais drenados, representado, estes últimos, as maiores afluências, em resultado da ocorrência de precipitações. Uma vez que a rede se encontra preparada para transportar caudais superiores aos que se verificam em tempo seco, é expectável que seja difícil de garantir as condições de auto-limpeza citadas. No entanto, na secção 4.2.2, é avaliada a capacidade de auto-limpeza da rede unitária, considerando a dupla funcionalidade dos colectores (transporte de água residual comunitária e água residual pluvial).
- A existência de trechos com pendente nula ou em contra pendente, que são, por si só, colectores com velocidades de escoamento reduzidas.
- O caudal afluente ser inferior ao caudal expectável. Esta situação aplica-se ao emissário da Rua do Carril, que se encontra preparado para receber os caudais provenientes do emissário de Quintas. Contudo, tal situação não se verifica, uma vez que a obra do trecho de ligação ao emissário de Quintas, ainda se encontra por concretizar.

Relativamente à velocidade de escoamento máxima regulamentar, de 3 m/s, todos os trechos considerados na simulação respeitam o critério de projecto, reduzindo-se, assim, o potencial de erosão dos colectores.

Nas próximas figuras - Figura 4.1 à Figura 4.3 -, apresentam-se, respectivamente, a título ilustrativo, os perfis longitudinais do interceptor de Alhandra- A, do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira, e do emissário da Rua do Carril. Os restantes perfis do subsistema de drenagem, referentes ao presente cenário de simulação, são apresentados no ANEXO II, da Figura A2 à Figura A7.

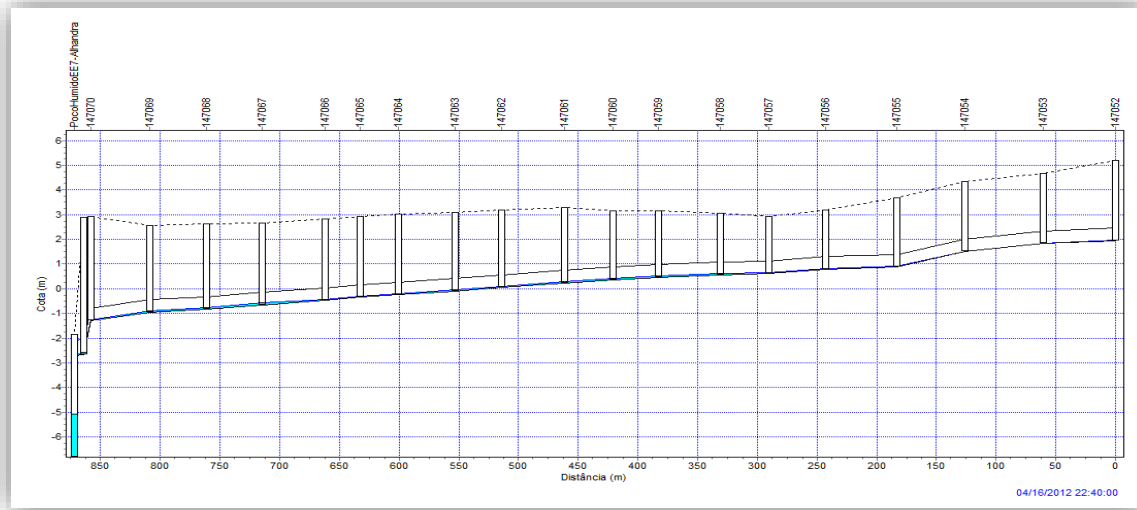


Figura 4.1 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra- A até à instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco

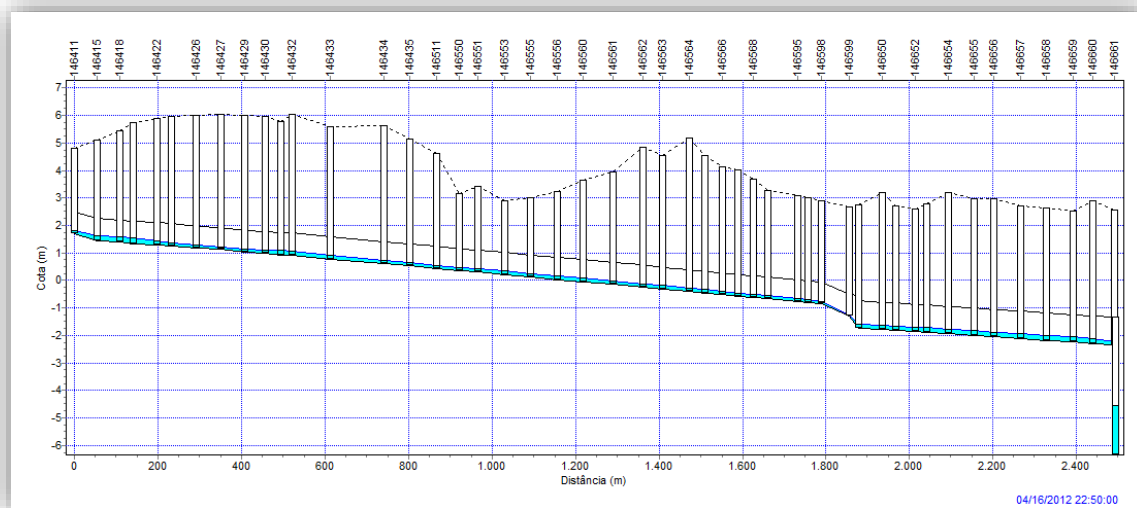


Figura 4.2 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até à instalação elevatória EE8, com evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco

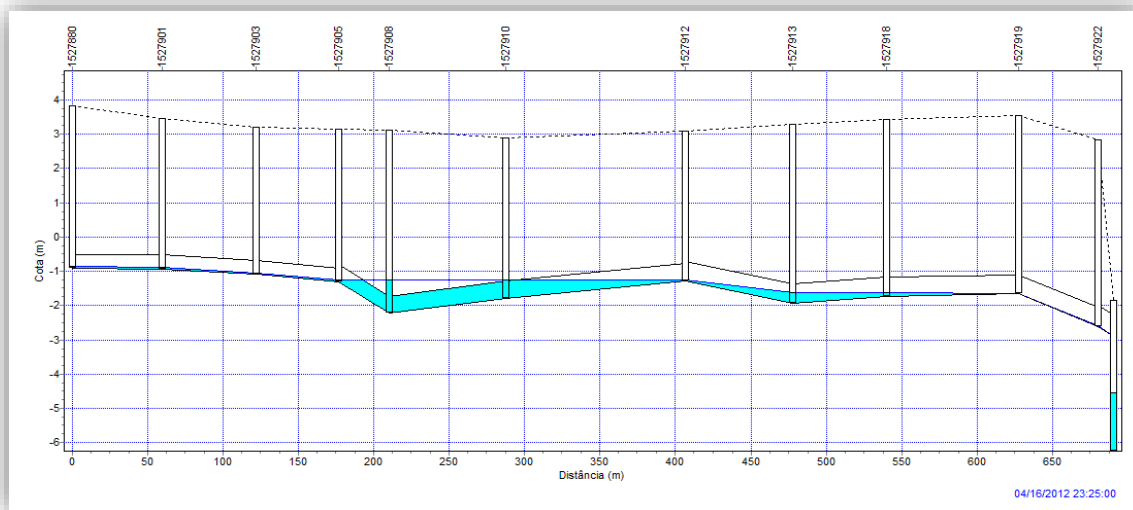


Figura 4.3 – Perfil longitudinal do emissário da Rua do Carril até à instalação elevatória EE2, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo seco

À excepção do emissário da Rua do Carril, cujo perfil longitudinal é apresentado na figura acima, não se verifica a entrada em carga de colectores em mais nenhum outro ponto da rede. O funcionamento em secção cheia, na Rua do Carril, é provocado por uma concepção defeituosa da rede, em que os colectores se encontram instalados em contra pendente.

Este tipo de desenho dá origem a um perfil longitudinal com a existência de pontos altos e baixos. Por forma a estabelecer o escoamento para jusante dos pontos altos, é necessário que se verifique uma cota piezométrica, a montante, superior à cota de soleira dos pontos altos. Esta diferença de cotas, pode provocar a entrada em carga dos colectores nos trechos intermédios, ou seja, nos trechos compreendidos entre o nó no qual se cria a carga piezométrica necessária, e o nó a jusante, correspondente ao ponto alto, funcionando, assim, o sistema, como um sifão invertido.

4.2.2 Cenário 2 – Situação de tempo húmido

Para a análise do comportamento hidráulico do subsistema de drenagem, em tempo húmido, relativamente aos elementos mencionados na secção 4.1, foi seleccionado o evento pluviométrico ocorrido no dia 25 de Abril de 2012. Esta decisão foi baseada em dois critérios: o primeiro diz respeito ao facto de a chuvada, em consideração, ter originado a maior onda de cheia, de entre os três eventos de precipitação previamente estabelecidos, representando, por isso, a situação mais desfavorável para a avaliação do possível extravasamento de caudal, através dos nós da rede; o

segundo, por ser o evento no qual se obteve o melhor ajustamento, entre os dados observados e simulados, conferindo, assim, um maior grau de confiança, face aos resultados obtidos.

No Quadro A16 do ANEXO II, apresentam-se os trechos de colectores que, atendendo à sua dupla funcionalidade - transporte de água residual comunitária e água residual pluvial -, não cumprem o critério da velocidade mínima de escoamento regulamentar, de 0,9 m/s. O número destes trechos ascende, aproximadamente, a 26% da totalidade da rede drenagem unitária. Refere-se ainda que, os troços que não cumprem o critério referido em cima, estão implantados nos três sistemas drenagem unitários da área em estudo. Deste modo, é possível afirmar que se verifiquem condições insuficientes de auto-limpeza nos interceptores de Alhandra- A, de Alhandra-B, e de Alhandra e Vila Franca de Xira.

No que diz respeito, ao possível aumento do desgaste dos colectores, durante a ocorrência de chuvadas, este efeito não se revela significativo, uma vez que os valores da velocidade de escoamento, resultantes da simulação, são, em todos os trechos, inferiores à velocidade máxima regulamentar - 5 m/s.

Da Figura 4.4 à Figura 4.6, apresentam-se, respectivamente, os perfis longitudinais dos interceptores de Alhandra- A, de Alhandra-B, e de Alhandra e Vila Franca de Xira, com a evolução da linha piezométrica para o pico de caudal, em período de tempo húmido.

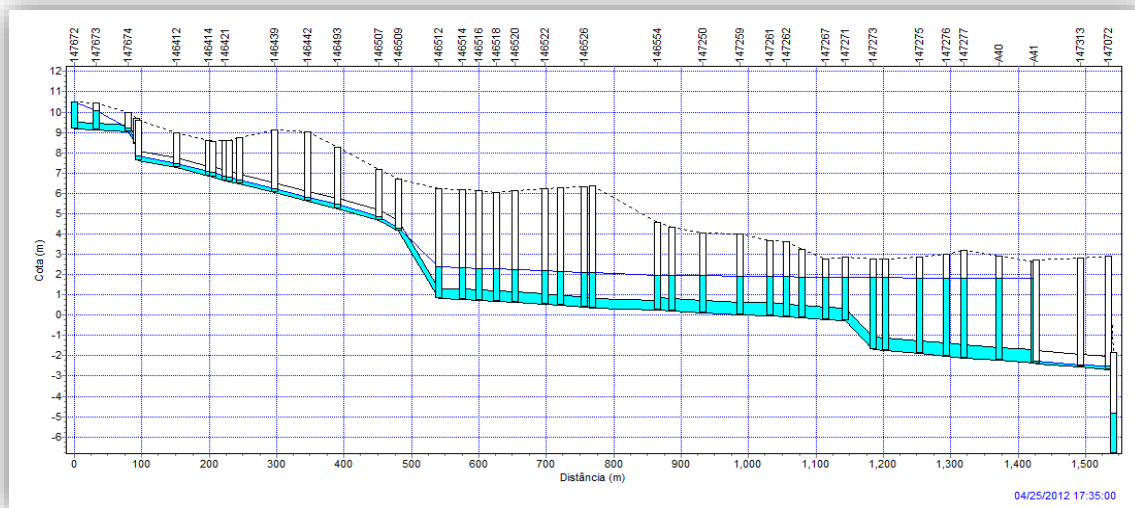


Figura 4.4 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra- A até à instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido

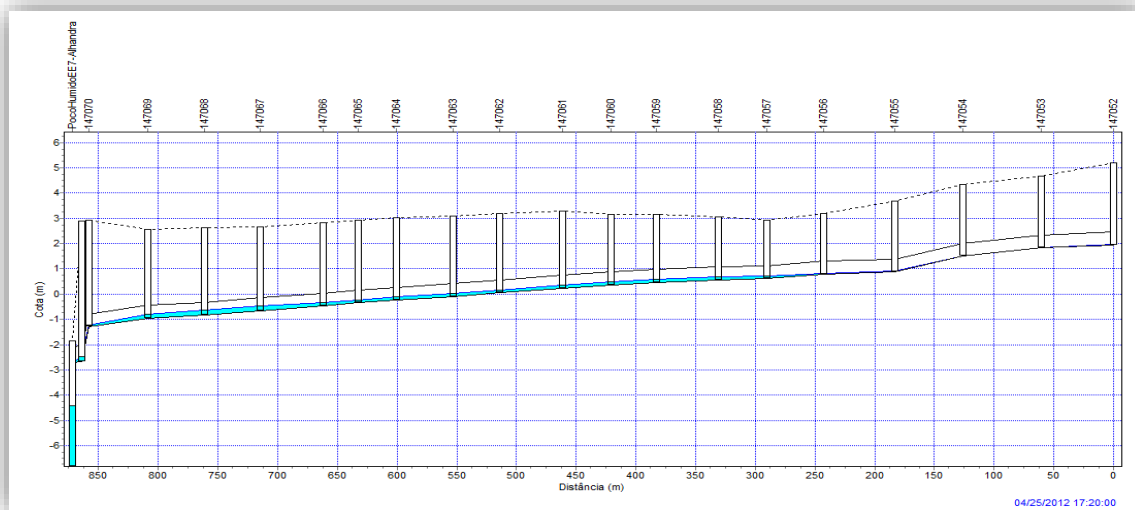


Figura 4.5 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra-B até à instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido

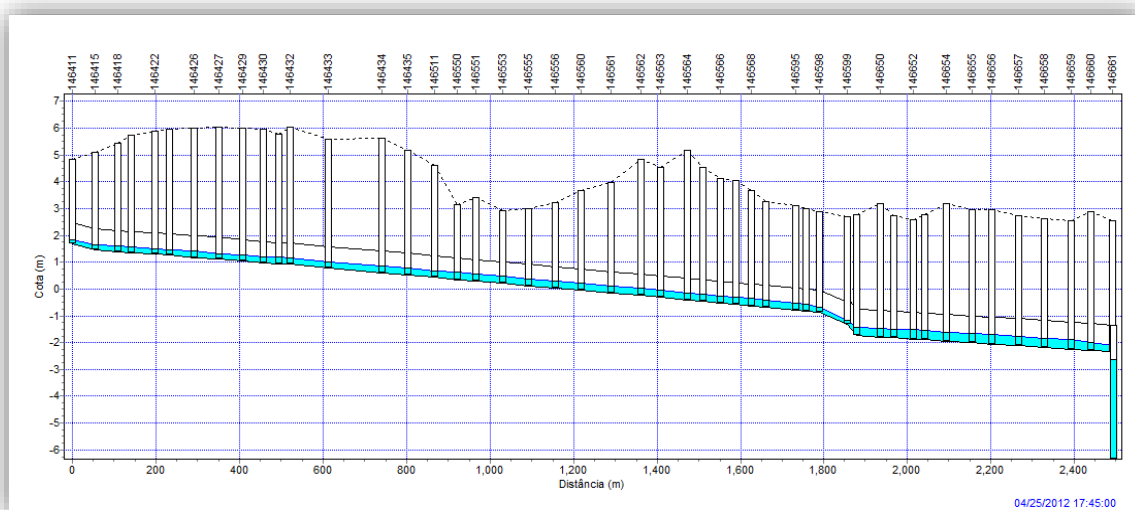


Figura 4.6 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até à instalação elevatória EE8, com evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em período de tempo húmido

Pela observação das três últimas figuras, constata-se que, à exceção do interceptor de Alhandra-A, a restante rede unitária não apresenta ocorrência de inundações, evidenciando uma boa capacidade de armazenamento, face à ocorrência de precipitação. Porém, é importante referir que, esta capacidade hidráulica, é conseguida devido ao adequado funcionamento das válvulas de

regulação de caudal, e pelo facto das mesmas, na sua generalidade, se encontrarem instaladas nos pontos de entrada de caudal dos respectivos sistemas interceptores.

No interceptor de Alhandra- A (Figura 4.4), verifica-se que no nó 147672, a linha piezométrica intersecta a cota do terreno, fazendo deste nó um ponto de extravasamento de caudal do subsistema. Contudo, é possível verificar que esse nó se desenvolve num “pseudo-troço de cabeceira”, onde se assumiu, por simplificação, a entrada de todo caudal gerado pela sub-bacia pluvial, situação essa, que não corresponde à realidade.

Na Figura 4.4, é possível observar, ainda, o funcionamento da válvula de controlo de caudal, instalada na câmara de visita “A41”. Uma vez que o caudal, durante a ocorrência do evento de precipitação, é superior ao caudal de projecto da válvula de regulação, observa-se a propagação da onda de cheia para montante, acompanhada pela subida da altura da lâmina líquida na rede. No entanto, e apesar da entrada em carga de vários trechos de colectores, as cotas piezométricas atingidas, são inferiores às cotas altimétricas, demonstrando uma boa capacidade de armazenamento do sistema interceptor de Alhandra -A.

Por último, e de acordo com o referido na secção 3.3.2, é importante salientar que, a rede de drenagem que se pretende separativa, em situação de chuva, assume um comportamento unitário. Verificou-se, assim, para a tipologia de rede mencionada em cima, um aumento, em cerca de 40%, do número de trechos de colectores que cumpre o critério de auto-limpeza, comparativamente à situação de tempo seco.

4.3 Estudo do potencial amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR

4.3.1 Cenário 3 – Utilização de bombas com velocidade variável

Em concordância com o referido na secção 3.2.1, todo o caudal afluente à ETAR de Vila Franca de Xira, chega a esta por impulso. Sendo que, todas as instalações elevatórias que fazem o transporte do esgoto para a estação de tratamento, são constituídas por grupos electrobomba de velocidade constante. Quando os respectivos grupos electrobomba entram em funcionamento, provocam mudanças repentinas no escoamento que, de alguma forma, podem perturbar o processo de tratamento na respectiva estação, ainda que, a mesma, se encontre a uma distância significativa (GOTTLIEBSON e SANKS, 1998).

Com a utilização de bombas de velocidade variável (em terminologia anglo-saxónica “*Variable Speed Pump* (VSP) ”), é possível produzir alterações no escoamento de uma forma gradual, evitando,

assim, uma redução da eficiência do processo de tratamento a jusante como, por exemplo, na sedimentação (GOTTLIEBSON e SANKS, 1998).

Neste cenário, pretende-se explorar as capacidades do modelo, e criar uma situação hipotética, com o objectivo de demonstrar o possível amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR de Vila Franca de Xira. Considerou-se, para este efeito, a existência de uma bomba de velocidade variável na instalação elevatória de Vila Franca de Xira (EE8), em vez das duas actualmente instaladas, a funcionar em paralelo, e sem variação de velocidade.

A opção pela alteração do funcionamento da instalação elevatória referida anteriormente, fundamenta-se, por esta possuir, em termos de caudal, a maior contribuição que afluente à estação de tratamento. De referir que, na situação actual, os grupos electrobomba operam a um caudal unitário de 128 l/s, e, a um caudal de 224 l/s, quando funcionam em paralelo. No presente cenário, a bomba de velocidade variável considerada, possui um caudal máximo de 200 l/s.

Para a realização do exercício de simulação, seleccionou-se o evento ocorrido no dia 25 de Abril de 2012, pelas razões justificadas na secção 4.2.2. De forma a tornar possível a simulação, foi necessário estabelecer regras de controlo em tempo real, cujos algoritmos definidos, são apresentados na Figura 4.7, tratando-se, essencialmente, de funções lógicas.

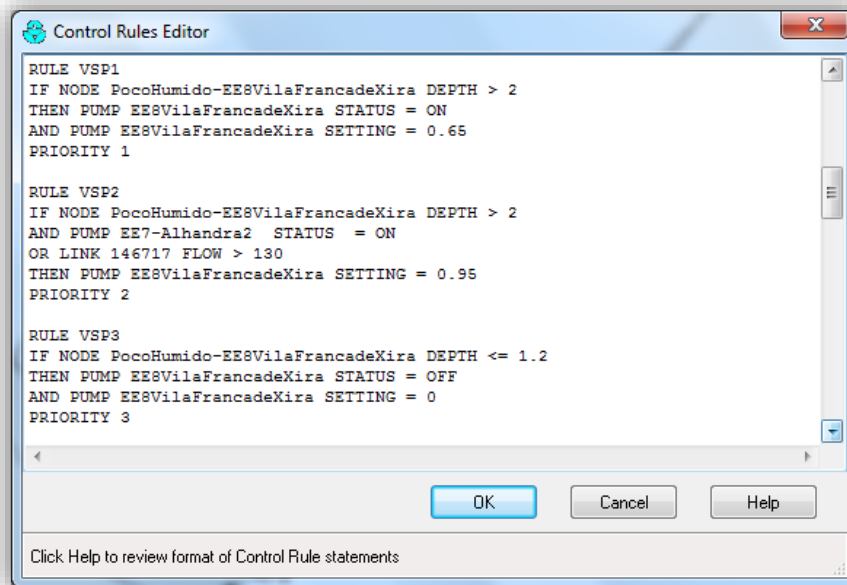


Figura 4.7 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento do grupo electrobomba da instalação elevatória EE8, respeitante ao cenário de simulação 3

Pela análise da Figura 4.7, é possível constatar que foram definidas três regras de controlo que ajustam o funcionamento do grupo electrobomba ao longo do processo de simulação. Os níveis de arranque e paragem do grupo elevatório apresentados correspondem aos mesmos estabelecidos, para a situação actual e a funcionar com um caudal unitário.

Assim, na primeira regra, “*RULE VSP1*”, é definido o arranque da bomba, afirmando que, se altura da massa líquida no poço de bombagem é superior a 2 m, então, a bomba entra em funcionamento. Uma vez que se pretende simular uma bomba com velocidade variável, é preciso indicar o caudal que se deseja escoar. Este passo é conseguido através do comando “*SETTING*”. Pela observação da caixa de diálogo, verifica-se que o comando “*SETTING*” é igual a 0,65, o que significa que a bomba vai operar a 65% do seu caudal nominal, ou seja, a 130 l/s. A escolha do valor associado ao comando “*SETTING*”, justifica-se, por nesta fase da simulação, se pretender que a bomba esteja a funcionar para valores de caudal próximos daqueles que se encontram definidos para a situação actual.

Na segunda regra, “*RULE VSP2*”, são adicionadas mais duas condições, para além da condição inicial, que têm como objectivo evitar a concentração de caudais, provenientes da instalação elevatória EE7, e/ou, quando se verifica um acréscimo de caudal na rede, devido à ocorrência de precipitação. Deste modo, quando na instalação elevatória EE7, o segundo grupo elevatório entra em funcionamento, e/ou, quando o caudal no troço de colectador, imediatamente a montante da instalação elevatória EE8, for superior ao caudal anteriormente definido (130 l/s), o caudal de funcionamento da bomba aumenta, passando a funcionar a 95% do seu caudal nominal, que corresponde a 190 l/s.

Na sequência do referido no último parágrafo, pretende-se com esta estratégia, que, quando o acréscimo de caudal, resultante do funcionamento do segundo grupo elevatório da instalação elevatória EE7, chegue ao poço húmido da EE8, este último, possua um maior volume disponível para acomodar esse mesmo caudal.

Por último, a terceira regra, “*RULE VSP3*”, indica a paragem do grupo elevatório. Esta regra afirma que, se a altura da massa líquida no poço húmido atinge um valor inferior ou igual a 1,2 m, a bomba interrompe o seu funcionamento.

Na Figura 4.8, compara-se o funcionamento actual da instalação elevatória EE8, com o funcionamento proposto no presente exercício de simulação, para o evento de precipitação ocorrido no dia 25 de Abril de 2012. Pretende-se com a figura em apreço, ilustrar de uma forma qualitativa, a materialização da metodologia referida anteriormente, onde é possível, igualmente, observar a variação do caudal elevado em função da intensidade de precipitação ocorrida.

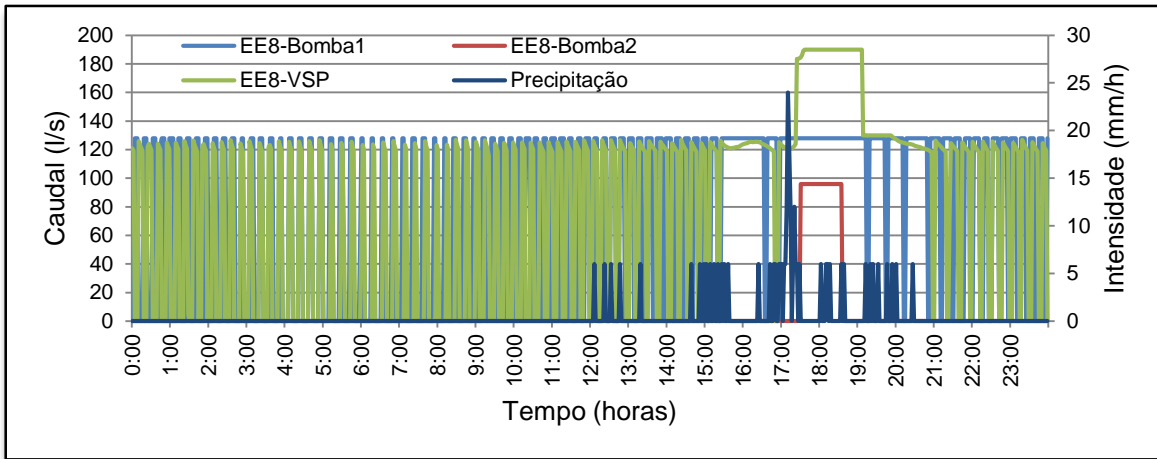


Figura 4.8 – Variação de caudal dos grupos elevatórios da instalação elevatória EE8, correspondente à situação actual e à situação proposta, para o evento de precipitação ocorrido no dia 25 de Abril de 2012

Na Figura 4.9, comparam-se os hidrogramas modelados, respeitantes à situação actual e à situação proposta, com o hidrograma observado na chegada à ETAR de Vila Franca de Xira, para o evento de precipitação ocorrido no dia 25 de Abril de 2012.

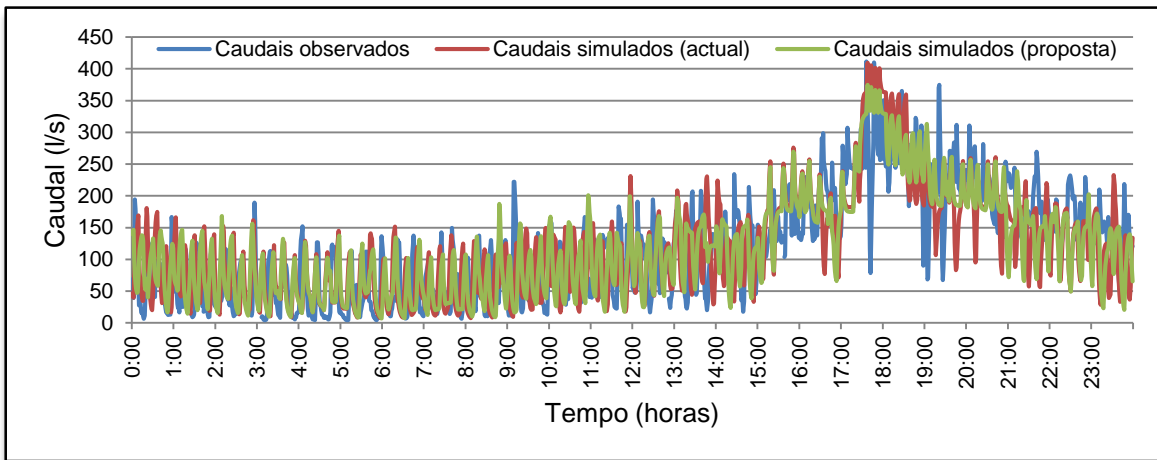


Figura 4.9 – Caudais observados versus caudais simulados (situação actual e situação proposta)

Pela análise da Figura 4.9, conclui-se que, através da metodologia adoptada, é possível obter um amortecimento do caudal máximo afluente à ETAR de Vila Franca de Xira, ainda que, este se revele pouco significativo. O amortecimento de caudal registado, em relação à “corrida do modelo” respeitante à situação actual, é de cerca de 8,5 %. Acrescenta-se, ainda, que os valores de caudais máximos obtidos são de 410 l/s, para a situação actual, 375 l/s, para a situação proposta, enquanto, o valor observado, corresponde a 411 l/s.

É importante referir que, a regularização do caudal, também resulta do aproveitamento da capacidade das infra-estruturas existentes. Na Figura 4.10, apresenta-se o poço de bombagem da instalação elevatória EE8 e os trechos de colectores a montante, para a situação hidráulicamente mais desfavorável, respeitante ao exercício de simulação proposto.

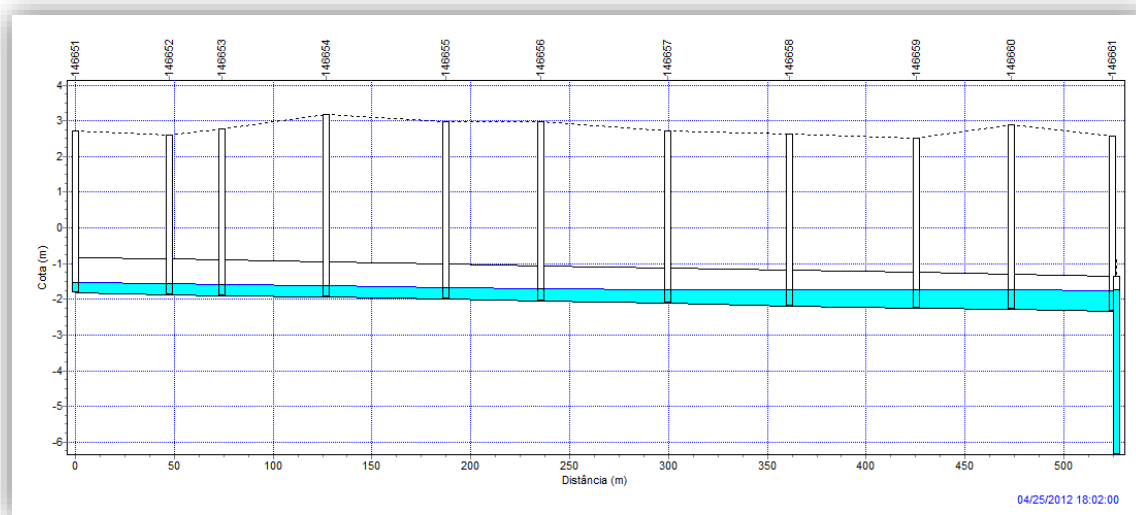


Figura 4.10 – Perfil longitudinal (parcial) do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira até à instalação elevatória EE8, em situação de ponta, para o cenário proposto

Através da análise do perfil hidráulico, apresentado na Figura 4.10, constata-se que a linha piezométrica não chega a atingir o topo do poço de bombagem. Contudo, verifica-se que existe propagação da onda de cheia para montante na rede de colectores.

De forma a tirar o máximo partido da capacidade das infra-estruturas existentes, ainda se poderia proceder a um novo exercício de simulação, no qual se diminuiria o caudal de funcionamento da bomba da instalação elevatória EE8, em situação de ponta, com vista a maximizar a regularização de caudais afluentes à estação de tratamento. Porém, é importante ter em consideração a propagação do escoamento na rede de colectores, de modo a que não se verifique o extravasamento da água residual pelos nós da rede.

4.3.2 Cenário 4 – Redução do coeficiente de simultaneidade das estações elevatórias

Este cenário, à semelhança do anterior, pretende evidenciar o possível amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR de Vila Franca de Xira, através de técnicas de regulação hidráulica que permitam a modificação do regime de caudais. Contudo, o exercício de simulação em apreço difere pela definição das estratégias de controlo que, passam, somente, pelo aproveitamento da capacidade das infra-estruturas existentes, sem alteração de equipamentos electromecânicos.

Pretende-se, desta forma, através de um controlo em tempo real (em terminologia anglo-saxónica “*Real Time Control (RTC)*”), reduzir o coeficiente de simultaneidade das estações elevatórias. Designa-se por coeficiente de simultaneidade, numa dada secção, a relação entre o caudal simultâneo máximo previsível, ou seja, o caudal de cálculo, e o caudal acumulado de todos os dispositivos de utilização, alimentados através dessa secção (Artigo 91º do RGSPDADAR).

Para uma melhor compreensão do conceito enunciado anteriormente, refere-se, a título de exemplo, a ETAR de Vila Franca de Xira. De acordo com o referido na secção 3.2.1, do presente trabalho de investigação, a estação de tratamento encontra-se dimensionada para um caudal de 576 l/s. No entanto, o caudal acumulado, resultante da utilização simultânea de todos os grupos electrobomba, que bombeiam para a ETAR em apreço, é de 745 l/s. Fazendo a razão entre o caudal de cálculo da respectiva ETAR, e dos caudais acumulados dos grupos elevatórios, é possível afirmar que foi considerado um coeficiente de simultaneidade de 77%, para o dimensionamento da estação de tratamento em questão.

De uma forma resumida, o critério para a definição das regras de controlo a aplicar no presente exercício de simulação, teve como base, perceber das cinco instalações elevatórias, que bombeiam directamente para ETAR, quais apresentam o maior contributo, em termos de caudais, e evitar o seu funcionamento em simultâneo.

Na Figura 4.11 e na Figura 4.12, apresentam-se as caixas de diálogo com as regras de controlo adoptadas, que, tal como na situação anterior, resumem-se, na sua maioria, a funções lógicas. Refere-se, ainda, que as regras em apreço, aplicam-se às instalações elevatórias EE2 e EE4, podendo ser entendidas, na sua generalidade, de modo análogo ao que foi descrito na secção 4.3.1. Pretende-se, nesta secção, descrever apenas as regras que apresentam condições múltiplas, na operação das instalações elevatórias referidas (evidenciadas por um rectângulo vermelho).

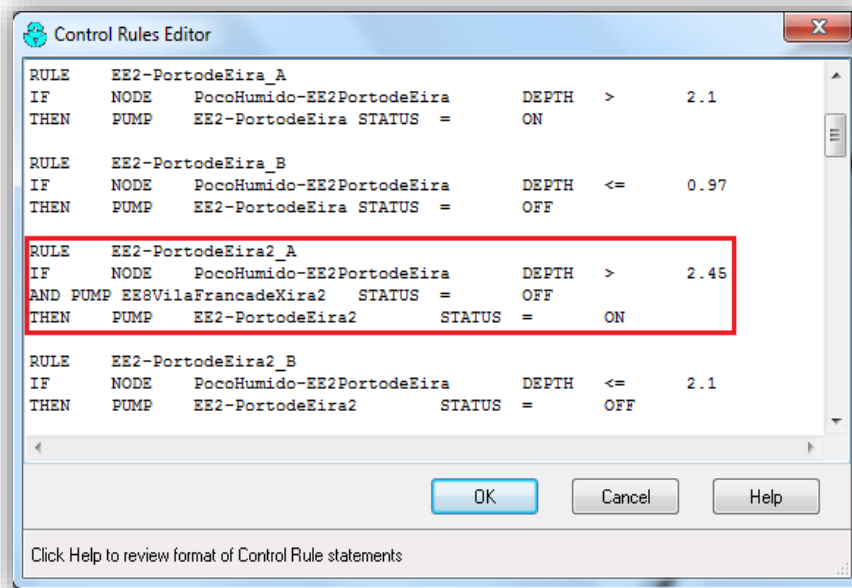


Figura 4.11 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento dos grupos electrobomba da instalação elevatória EE2, respeitante ao cenário de simulação 4

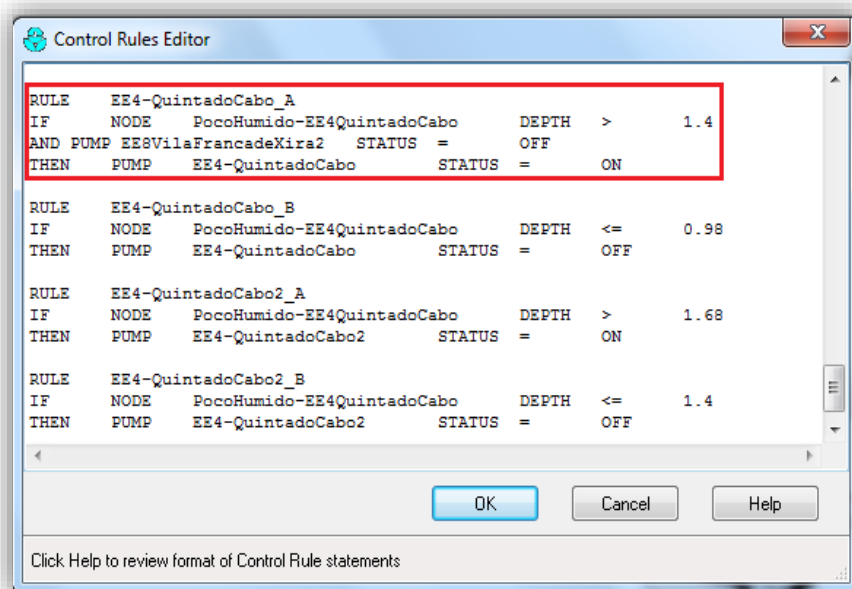


Figura 4.12 – Caixa de diálogo, associada ao funcionamento dos grupos electrobomba da instalação elevatória EE4, respeitante ao cenário de simulação 4

Pela análise da Figura 4.11, é possível constatar que o arranque do segundo grupo electrobomba, referente à instalação elevatória EE2, se realiza pela verificação de duas condições. O seu funcionamento não depende apenas da altura da massa líquida no poço de bombagem, mas, também, pelo funcionamento dos grupos electrobomba que compõe a instalação elevatória EE8. Desta forma, o segundo grupo electrobomba da instalação elevatória EE2, só entra em funcionamento se, a altura da lâmina líquida no poço de bombagem for superior a 1,4 m, e, o segundo grupo electrobomba da instalação elevatória EE8, estiver desligado.

Para a instalação elevatória EE4, a estratégia aplicada foi semelhante. No entanto, como o caudal que afluí ao poço de bombagem não é o suficiente para provocar o arranque do segundo grupo elevatório, a regra, foi aplicada à primeira bomba, tal como é apresentado na Figura 4.12. Salienta-se que, mesmo que os grupos electrobomba das instalações elevatórias EE2 e EE4 funcionem em simultâneo, o seu caudal máximo acumulado, é inferior ao caudal máximo elevado pela instalação elevatória EE8.

Na Figura 4.13, comparam-se os hidrogramas modelados, respeitantes à situação actual e à situação proposta, com o hidrograma observado na chegada à ETAR de Vila Franca de Xira, para o evento de precipitação ocorrido no dia 25 de Abril de 2012. A escolha do evento de precipitação referido, para além das razões que têm vindo a ser justificadas, prende-se com o facto, de se poder estabelecer uma comparação com os resultados obtidos na secção 4.3.1.

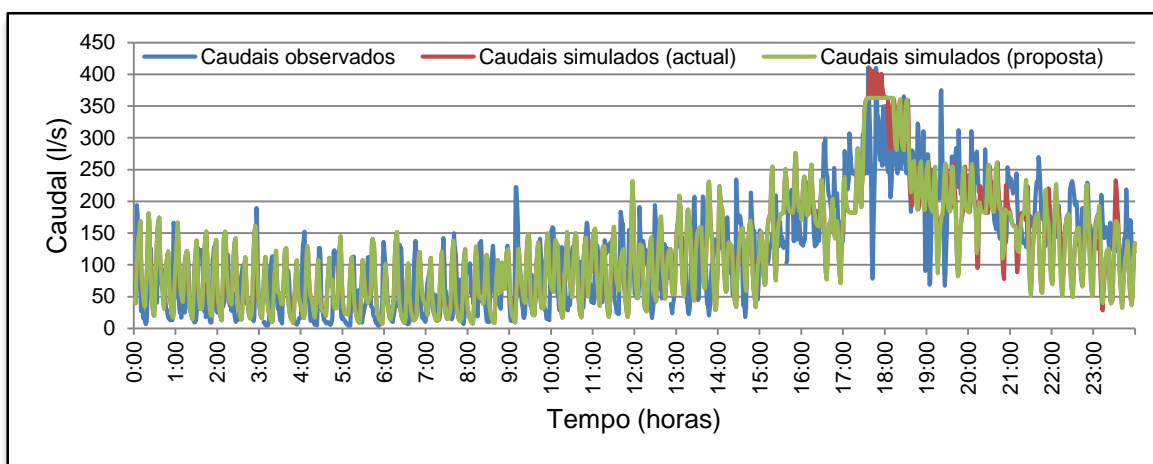


Figura 4.13 – Caudais observados versus caudais simulados (situação actual e situação proposta)

Pela análise dos hidrogramas referidos, constata-se que, à semelhança do anterior exercício de simulação, foi possível diminuir o caudal máximo afluente à estação de tratamento. O caudal de ponta obtido, para o presente cenário de simulação proposto, é de 363 l/s, resultando, assim, num amortecimento de cerca de 11,5 %, em relação ao caudal de ponta respeitante à simulação da

situação actual, e num decréscimo de 3,2 % da ponta, em relação ao cenário de optimização, realizado na secção 4.3.1. A presente estratégia, revelou-se, portanto, a mais eficiente na regularização de caudais para o sistema em estudo.

Em conformidade com o cenário exposto na precedente secção, também aqui, e de acordo com a metodologia apresentada, se poderia proceder a novos exercícios de simulação, com o intuito de alcançar a optimização definitiva do sistema. Contudo, optou-se por não fazê-lo, uma vez que, para além de este consistir num exercício meramente iterativo, pensa-se ter conseguido demonstrar o objectivo pretendido.

5 Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1 Conclusões finais

A presente dissertação teve como objectivo central, o estudo do comportamento hidráulico de um sistema de drenagem “em alta”, em meio urbano, através de instrumentos computacionais de modelação dinâmica do escoamento. Como objectivo complementar, foram elaborados dois cenários de simulação, por forma a avaliar o potencial de optimização hidráulico do sistema.

O estudo incidiu num caso real, cedido pela SIMTEJO, referente ao subsistema de drenagem do município de Vila Franca de Xira. Apesar de o estudo se basear num caso real, o seu intuito é essencialmente académico, para demonstração das potencialidades da aplicação de modelos matemáticos. Para a realização do estudo, utilizou-se o modelo SWMM da U.S. EPA que, para além de possuir as características necessárias ao tipo de análise pretendido, tem a vantagem de ser um programa de utilização gratuita, e possuir uma interface “*user-friendly*”.

De acordo com o referido na secção 3.3.3, as condutas elevatórias não foram simuladas hidráulicamente. No entanto, ressalva-se que, na presente versão do SWMM, é possível fazê-lo, alterando a geometria dos “*links*” para “*force main*”, e que, a simulação em apreço, foi realizada. Porém, devido ao perfil longitudinal das condutas elevatórias existentes, que possuem pontos altos e baixos, os resultados decorrentes da simulação manifestaram uma elevada instabilidade numérica, conduzindo a um erro de volumes significativo, independentemente, do passo de cálculo utilizado. Por esta razão, a simulação das condutas elevatórias, foi realizada de acordo com a metodologia descrita na secção 3.3.3.

Através dos processos de calibração e verificação, a representação conceptual adoptada para o modelo matemático, permitiu descrever correctamente o comportamento do subsistema de drenagem, em termos de balanços de volumes, para diferentes condições de funcionamento. No que diz respeito aos picos de caudal e forma do hidrograma, os resultados obtidos não evidenciaram tanta segurança, ainda assim, com erros associados dentro dos limites preconizados.

Na possível origem do desvio, entre os resultados calculados pelo modelo e os dados observados, realça-se o seguinte: o facto de se estar a simular um sistema contínuo de uma forma discreta; a possível imprecisão dos dados de precipitação utilizados, devido à localização geográfica do posto udográfico, e a consideração de uma distribuição uniforme da precipitação ao longo da área de estudo.

No que diz respeito ao comportamento hidráulico do subsistema, para a situação actual, destacam-se os seguintes aspectos:

- A rede que se pretende separativa, durante a ocorrência de eventos pluviométricos, assume um comportamento unitário, tendo-se registado um aumento do caudal afluente ao subsistema de aproximadamente 19%, em relação ao caudal médio comunitário;
- Dado a existência de trechos de colectores com pendentes nulas ou em contra pendente, verificou-se, especialmente, no último caso, que a sua concepção provoca a entrada em carga de alguns troços, com o risco de ocorrência de condições de septicidade;
- Constatou-se que cerca de 50% do subsistema não cumpria o critério da velocidade de escoamento mínima regulamentar, em período de tempo seco, situação que pode ser apoiada pelo facto de uma área considerável do caso de estudo ser composta por sistemas unitários; em situação de tempo húmido, cerca de 26% dos troços do sistema unitário, apresentaram uma velocidade de escoamento inferior à mínima regulamentar, podendo-se verificar, nesta situação, condições insuficientes de auto-limpeza; no entanto, na rede que se pretende separativa, durante a ocorrência de precipitação, verificaram-se correntes de limpeza adicionais, que ascendem a cerca de 40% dos trechos de colectores da rede em apreço;
- Verificou-se a influência dinâmica das válvulas de controlo de caudal que, em situações de caudais excepcionais, induzem o funcionamento em pressão de alguns troços do sistema interceptor de Alhandra- A; porém, a rede evidenciou uma boa capacidade de armazenamento, não se tendo verificado a ocorrência de inundações pelos nós do sistema.

Relativamente ao estudo do potencial amortecimento do caudal de ponta afluente à ETAR de Vila France de Xira, no cenário hipotético, em que se utilizou uma bomba com velocidade variável na instalação elevatória EE8, obteve-se uma atenuação do pico de caudal igual a 8,5%, em relação ao cenário de simulação actual. Já, no exercício de simulação seguinte, em que se considerou a redução dos coeficientes de simultaneidade das estações elevatórias, o amortecimento alcançado foi superior, nomeadamente, de 11,5%, em relação ao cenário de simulação actual. Entende-se, assim, que este objectivo foi alcançado com sucesso, e, que, com as estratégias adequadas, e actuando no sistema de transporte a montante, é possível melhorar o desempenho da ETAR.

Como conclusão principal a extrair do presente trabalho de investigação, refere-se a demonstração das potencialidades que os modelos matemáticos possuem para as entidades gestoras de sistemas de saneamento. O recurso à modelação dinâmica de sistemas de drenagem urbana, permite apoiar as entidades referidas nos processos de tomada de decisão, operação e gestão do sistema, assim como, na validação de projecto, onde podem ser obtidas soluções potencialmente mais económicas.

Considera-se também relevante, as estratégias adoptadas para a optimização hidráulica do subsistema em estudo, sobretudo, na forma como estas são descritas, em termos de código, no modelo. Uma vez que as funções utilizadas se encontram disponíveis através da apresentação das

caixas de diálogo, com a devida adaptação das variáveis, podem ser usadas em outros trabalhos ou estudos orientados para o mesmo objectivo.

5.2 Sugestões para prosseguimento dos estudos

As sugestões que se seguem enquadram-se no espírito do caso de estudo desenvolvido que, quer pela sua importância e actualidade, se gostaria de expor, de modo a possibilitar o seu desenvolvimento futuro. Podendo, igualmente, servir como linhas de investigação para estudos semelhantes.

De forma a aumentar a capacidade de resposta do modelo, nomeadamente, para efeitos de previsão futura e planeamento, seria necessário proceder a uma calibração do modelo em contínuo, tentando que o mesmo reproduzisse as tendências ao longo do tempo. Seria importante, também, sempre que o sistema exija simulações em tempo de chuva, se dispusesse mais do que um posto udométrico/udográfico com influência na área de estudo, de maneira a caracterizar, tanto quanto possível, a variabilidade espacial da precipitação.

No que diz respeito aos cenários de simulação, existe a noção de que mais poderia ter sido feito. Contudo, não se pode dissociar a criação de cenários dos objectivos inicialmente estabelecidos. Refere-se, no entanto, que seria interessante criar um cenário de simulação futuro, no qual se coincidiria o pico de precipitação do hietograma de projecto com o pico do nível de maré. Esta condição extrema, possibilitaria perceber até que ponto o nível de maré condiciona a descarga de excedentes por parte da rede de drenagem, e, simultaneamente, que consequências a propagação da onda cheia causaria para montante desta última. Neste caso, para avaliar com rigor a propagação da onda cheia no sistema de drenagem, poderia ser necessário incluir a rede, ou pelo menos em parte, do sistema “em baixa”.

Em conformidade com o referido na secção 1.1, a gestão dos recursos hídricos será tanto mais eficiente quanto mais detalhado for o conhecimento do sistema. Neste sentido, e, principalmente, para sistemas com comportamento unitário, a abordagem à modelação deverá ser encarada numa perspectiva integrada, ou seja, deverá incluir a vertente de qualidade de água em que, para além da simulação do comportamento dinâmico do escoamento nos colectores, se inclui a modelação dos processos na ETAR e no meio receptor.

Referências

- AKAN, A. O., YEN, B. C. (1999) *Hydraulic Design of Urban Drainage Systems*, in: MAYS, *Hydraulic Design Handbook*, McGraw-Hill, United States of America, pp. 14.1.
- BETÂMIO de ALMEIDA, A. (2006) *Sistemas Elevatórios e Hidroeléctricos*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, pp. 5.
- BUTLER, D., DAVIES, J. W. (2011) *Urban Drainage*, 3rd Edition, Spon Press, New York, pp. 6,516.
- COELHO, P. S. (2009), *Modelação Matemática da Qualidade da Água em Sistemas Albufeira-Rio*, Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia do Ambiente pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, pp. 1-2.
- DOCHAIN, D., VANROLLEGHEM, P. A. (2001) *Dynamical Modelling and Estimation in Wastewater Treatment Processes*, IWA Publishing, London, pp. 4,8-9.
- ENSINAS, M. L. B. (2009) *Integração de Modelos Matemáticos de Sistemas de Drenagem Urbana com Sistemas de Informação Geográfica*, Tese apresentada para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, pp. 5.
- FERREIRA, F. M. S. (2006) *Modelação e Gestão Integrada de Sistemas de Águas Residuais*, Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, pp. 2-3, 71-72, 76-79, 125.
- FERREIRA, F. (2010) *Material de ensino da unidade curricular Gestão Integrada de Sistemas de Saneamento: Modelação Dinâmica de Sistemas de Drenagem*, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- GOTTLIEBSON, M., SANKS, R. L. (1998) Variable-Speed Pumping, in: SANKS, TCHOBANOGLIOUS, BOSSERMAN, JONES, *Pumping Station Design: Second Edition*, Butterworth-Heinemann, United States of America, pp. 444.
- MAOTDR (2007) *Plano Estratégico de Abastecimento de Água e de Saneamento de Águas Residuais (2007-2013) – PEAASAR II*, Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa. URL: <http://www.maotdr.gov.pt/Admin/Files/Documents/PEAASAR.pdf> (consultado em Julho de 2013).

- MATOS, J. S. (2006), *Ambiente e Saneamento - Sistemas de Drenagem Urbana*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, pp 34, 161-163,195.
- MATOS, J. S. (2010) *Material de ensino da unidade curricular Gestão Integrada de Sistemas de Saneamento: Modelação Dinâmica de Sistemas de Drenagem*, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura do Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- MATOS, R., SILVA, M., ALMEIDA, M. (1990) *Estudo de Drenagem das Águas Pluviais da Baixa Pombalina – Relatório Final*, LNEC, Lisboa, pp 6-9,17-18.
- PEREIRA, D. J. P. (1988) *Redes Urbanas de Drenagem - Projecto Assistido por Computador com Optimização Tridimensional*, Tese apresentada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Sanitária pela Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, pp 44.
- RIBEIRO de SOUSA, E. A. (1990) *Concepção de Sistemas de Drenagem. Água Residual Comunitária. Água Pluvial*, in: *Manual de Saneamento Básico*, Direcção-Geral dos Recursos Naturais, Lisboa, pp. 2.
- RODRIGUES, A. C., DIOGO, P. A. (2011) *Material de ensino da unidade curricular Gestão de Sistemas Aquáticos: Modelação Hidrológica*, Departamento de Ciências e Engenharia do Ambiente da Faculdade de Ciências e Tecnologia – Universidade Nova de Lisboa, Monte da Caparica, Portugal.
- ROSSMAN, L. A. (2010) *Storm Water Management Model, version 5.0: User's Manual*, Water Supply and Water Resources Division, National Risk Management Research Laboratory, United States Environmental Protection Agency.
- SIRIWARDENE, N. R. (2003) *Parameter Estimation of Urban Drainage Models*, Thesis Submitted in Fulfillment of the Requirement for the Degree of Master of Engineering, School of Architectural, Civil and Mechanical Engineering, Victoria University, Australia, pp. 2-12, 2-15.
- VAZ, J. C., FERREIRA, F., MATOS, J. S., VAZ, I. (2011) *Gestão de Águas Pluviais em Meio Urbano*, in: 6º Congresso Luso Moçambicano de Engenharia – “A engenharia como Alanca para o Desenvolvimento e Sustentabilidade”, pp. 1-3, 29 de Agosto a 2 de Setembro, Maputo, Moçambique. URL: http://projectosimai.files.wordpress.com/2012/04/clme-2011_j-vaz-et-al.pdf (consultado em Agosto de 2013)
- WEINER, R. F., MATTHEWS, R. A. (2003) *Environmental Engineering*, Fourth Edition, Butterworth-Heinemann, United States of America, pp. 3,10,469.

YEN, C. B., PANSIC, N. (1980) *Surcharge of Sewer Systems*, in: WRC Research Report nº 149, University of Illinois, United States of America, pp. 7-9. URL: <http://web.extension.illinois.edu/iwrc/pdf/149.pdf> (consultado em Agosto de 2013)

ZOPPOU, C. (2001) Review of Urban Storm Water Models, *Environmental Modelling & Software*, Vol. 16, pp. 197,199.

Anexos

ANEXO I

CARACTERIZAÇÃO DETALHADA DO SUBSISTEMA DE DRENAGEM DE VILA FRANCA
DE XIRA

SISTEMAS ELEVATÓRIOS

No Quadro A1, apresentam-se as principais características dos sistemas elevatórios, existentes na área de estudo, que, incluem, designadamente, altura manométrica, caudal unitário e de ligação em paralelo, cota de entrada e cota de fundo do poço de bombagem, cotas de arranque e paragem dos grupos electrobomba, diâmetro, material e extensão aproximada da conduta elevatória (CE). Todos os valores de caudal e níveis de funcionamento das bombas indicados resultam de levantamento de campo, sendo que, a restante informação considerada, diz respeito a cadastro. As lacunas de informação encontram-se assinaladas no quadro com um sinal de “-”.

Quadro A1 – Caracterização dos sistemas elevatórios presentes na área de estudo

Grandezas		Unidade	Estação elevatória							
			EE 1	EE 2	EE 3	EE 4	EE 5	EE 7	EE 8	EE 9
Nº de Grupos electrobomba	Serviço	-	1	2	1	2	1	2	2	1
	Reserva	-	1	1	1	1	1	1	1	1
Altura manométrica		m	12	38.4	13	24.6	22.4	18.7	14.3	-
Caudal unitário		l/s	17.5	85	31.4	62	21.9	76.1	127.8	9.2
Caudal em paralelo		l/s	-	147	-	120	-	119	223.6	-
Cota de entrada no poço de bombagem		m	-3.2	-2.9	-3	-2.35	-3	-2.7	-2.35	-
Cota de soleira do poço de bombagem		m	-5.23	-6.25	-6.7	-4.26	-6.7	-6.82	-6.35	-
Volume útil do poço		m³	9.5	25.2	60	24.3	70	150	220.5	-
Cota de arranque da 1ª bomba		m	-3.52	-4.15	-5.54	-2.9	-	-4.62	-4.35	-
Cota de arranque da 2ª bomba		m	-	-3.8	-	-2.62	-	-4.42	-3.85	-
Cota de paragem da 1ª bomba		m	-4.6	-5.28	-6.05	-3.32	-	-5.12	-5.15	-
Cota de paragem da 2ª bomba		m	-	-4.15	-	-2.9	-	-4.92	-4.95	-
Diâmetro da CE		mm	400	400	200	355	200	450	600	100
Extensão aproximada CE		m	1272	3967	300	50	661	1634	1238	381
Material da CE		-	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD	PEAD

Devido às lacunas de informação, e para efeitos de modelação, foi necessário estimar os níveis de funcionamento das bombas respeitantes às instalações elevatórias EE5 e EE9. Os respectivos níveis foram obtidos através da altura útil do poço de bombagem que, por sua vez, foi estimada a partir do conhecimento da geometria do poço, do caudal da bomba, e o seu tempo de funcionamento médio durante um ciclo de bombagem. Assim, para a instalação elevatória EE5, obteve-se uma cota de arranque e paragem da bomba, de -6,3 m e de -5,45 m, respectivamente. Na instalação elevatória EE9, foi necessário estimar a cota de fundo do poço de bombagem, que foi obtida, recorrendo-se da altimetria, e atribuindo uma altura ao poço de bombagem. Os valores estimados para a cota de fundo, cota de paragem, e arranque da bomba da EE9 são, respectivamente, de -2 m, -1,5 m e -0,4 m.

FRENTE DE DRENAGEM DE ALHANDRA

SISTEMAS DE DRENAGEM

No Quadro A2 e no Quadro A3, apresentam-se, respectivamente, as principais características dos sistemas interceptores de Alhandra- A e Alhandra-B que, incluem o seguinte: identificação das câmaras de visita de montante e jusante, e respectivas cotas de soleira; profundidade de cada câmara; cotas de soleira dos colectores; extensão, inclinação (i), diâmetro nominal e material de cada troço.

Quadro A2 – Características do interceptor Alhandra- A

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
147672	147673	9.19	9.13	1.33	1.31	9.19	9.13	31.45	0.19	315	PEAD
147673	147674	9.13	9.03	1.31	0.93	9.13	9.03	47.77	0.21	315	PEAD
147674	147676	9.03	8.43	0.93	1.28	9.03	8.43	12.22	4.91	315	PEAD
147676	146331	8.43	7.6	1.28	1.99	8.43	7.6	2.73	30.40	315	PEAD
146331	146412	7.6	7.25	1.99	1.73	7.6	7.25	57.75	0.61	500	PEAD
146412	146414	7.25	6.84	1.73	1.75	7.25	6.84	47.59	0.86	500	PEAD
146414	146417	6.84	6.81	1.75	1.75	6.84	6.81	4.9	0.61	500	PEAD
146417	146421	6.81	6.62	1.75	1.98	6.81	6.62	19.69	0.96	500	PEAD
146421	146424	6.62	6.58	1.98	2.04	6.62	6.58	5.33	0.75	500	PEAD
146424	146437	6.58	6.45	2.04	2.27	6.58	6.45	16.16	0.80	500	PEAD
146437	146439	6.45	6.02	2.27	3.12	6.45	6.02	51.89	0.83	500	PEAD
146439	146442	6.02	5.59	3.12	3.42	6.02	5.59	48.2	0.89	500	PEAD
146442	146493	5.59	5.24	3.42	3.01	5.59	5.24	45.19	0.77	500	PEAD
146493	146507	5.24	4.67	3.01	2.51	5.24	4.67	61.09	0.93	500	PEAD
146507	146509	4.67	4.15	2.51	2.57	4.67	4.15	28.21	1.84	500	PEAD
146509	146512	4.15	0.8	2.57	5.42	4.15	0.8	59.35	5.64	500	PEAD
146512	146514	0.8	0.77	5.42	5.43	0.8	0.77	35.29	0.09	500	PEAD
146514	146516	0.77	0.73	5.43	5.39	0.77	0.73	25.53	0.16	500	PEAD
146516	146518	0.73	0.68	5.39	5.35	0.73	0.68	24.98	0.20	500	PEAD
146518	146520	0.68	0.64	5.35	5.49	0.68	0.64	27.67	0.14	500	PEAD
146520	146522	0.64	0.54	5.49	5.67	0.64	0.54	44.41	0.23	500	PEAD
146522	146524	0.54	0.47	5.67	5.81	0.54	0.47	23.96	0.29	500	PEAD
146524	146526	0.47	0.4	5.81	5.94	0.47	0.4	35.02	0.20	500	PEAD
146526	146529	0.4	0.34	5.94	6.05	0.4	0.34	11.8	0.51	500	PEAD
146529	146554	0.34	0.23	6.05	4.36	0.34	0.23	96.11	0.11	500	PEAD
146554	147191	0.23	0.18	4.36	4.16	0.23	0.18	21.09	0.24	630	PEAD
147191	147250	0.18	0.09	4.16	3.96	0.18	0.09	47.24	0.19	630	PEAD
147250	147259	0.09	0.02	3.96	3.97	0.09	0.02	54.19	0.13	630	PEAD
147259	147261	0.02	-0.02	3.97	3.7	0.02	-0.02	45.08	0.09	630	PEAD
147261	147262	-0.02	-0.1	3.7	3.7	-0.02	-0.1	24.28	0.33	630	PEAD
147262	147263	-0.1	-0.15	3.7	3.37	-0.1	-0.15	22.72	0.22	630	PEAD
147263	147267	-0.15	-0.23	3.37	3.01	-0.15	-0.23	34.66	0.23	630	PEAD
147267	147271	-0.23	-0.28	3.01	3.14	-0.23	-0.28	29.11	0.17	630	PEAD
147271	147273	-0.28	-1.71	3.14	4.47	-0.28	-1.71	42.15	3.39	630	PEAD
147273	147274	-1.71	-1.76	4.47	4.51	-1.71	-1.76	18.41	0.27	630	PEAD
147274	147275	-1.76	-1.9	4.51	4.78	-1.76	-1.9	49.46	0.28	630	PEAD
147275	147276	-1.9	-2.01	4.78	5	-1.9	-2.01	40.36	0.27	630	PEAD
147276	147277	-2.01	-2.1	5	5.28	-2.01	-2.1	26.19	0.34	630	PEAD
147277	A40	-2.1	-2.24	5.28	5.16	-2.1	-2.24	51.7	0.27	630	PEAD
A40	A41	-2.24	-2.34	5.16	4.95	-2.24	-2.34	51.85	0.19	630	PEAD
A41	147312	-2.34	-2.39	4.95	5.09	-2.34	-2.39	8.88	0.56	630	PEAD
147312	147313	-2.39	-2.54	5.09	5.33	-2.39	-2.54	66.45	0.23	630	PEAD
147313	147072	-2.54	-2.67	5.33	5.57	-2.54	-2.67	41.32	0.31	630	PEAD
147072	EE7	-2.67	-6.82	5.57	4.97	-2.67	-2.7	7.49	0.40	630	PEAD
DTA29	147262	1.15	-0.10	2.55	3.70	1.15	-0.10	5.65	0.22	630	PP
DTA31	147267	0.90	-0.23	1.92	3.01	0.90	0.85	7.21	0.01	500	PP

Quadro A2 – Características do interceptor Alhandra- A (continuação)

Câmara de visita						Colector						
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material	
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante					
DTA40	A40	0.70	-2.24	1.99	5.16	0.61	-2.24	56.48	0.05	315	PP	
DTA41	147930	-0.71	-0.75	3.20	3.09	-0.71	-0.75	8.13	0.00	315	PP	
	147930	147312	-0.75	-2.39	3.09	5.09	-0.75	-1.36	43.82	0.01	315	PP
DTA43	147313	-1.00	-2.54	3.88	5.33	-1.00	-1.35	21.39	0.02	630	PP	

Quadro A3 – Características do interceptor Alhandra-B

Câmara de visita						Colector						
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material	
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante					
147052	147053	1.95	1.83	3.26	2.85	1.95	1.83	60.18	0.20	500	PEAD	
147053	147054	1.83	1.5	2.85	2.84	1.83	1.5	65.7	0.50	500	PEAD	
147054	147055	1.5	0.88	2.84	2.8	1.5	0.88	57.47	1.08	500	PEAD	
147055	147056	0.88	0.8	2.8	2.39	0.88	0.8	59.18	0.14	500	PEAD	
147056	147057	0.8	0.61	2.39	2.3	0.8	0.61	48.25	0.39	500	PEAD	
147057	147058	0.61	0.57	2.3	2.47	0.61	0.57	40.36	0.10	500	PEAD	
147058	147059	0.57	0.47	2.47	2.7	0.57	0.47	51.93	0.19	500	PEAD	
147059	147060	0.47	0.37	2.7	2.78	0.47	0.37	37.64	0.27	500	PEAD	
147060	147061	0.37	0.24	2.78	3.03	0.37	0.24	41.15	0.32	500	PEAD	
147061	147062	0.24	0.05	3.03	3.15	0.24	0.05	52.14	0.36	500	PEAD	
147062	147063	0.05	-0.09	3.15	3.18	0.05	-0.09	38.89	0.36	500	PEAD	
147063	147064	-0.09	-0.24	3.18	3.25	-0.09	-0.24	47.79	0.31	500	PEAD	
147064	147065	-0.24	-0.35	3.25	3.29	-0.24	-0.35	31.88	0.35	500	PEAD	
147065	147066	-0.35	-0.48	3.29	3.32	-0.35	-0.48	29.06	0.45	500	PEAD	
147066	147067	-0.48	-0.65	3.32	3.31	-0.48	-0.65	52.93	0.32	500	PEAD	
147067	147068	-0.65	-0.83	3.31	3.46	-0.65	-0.83	47.18	0.38	500	PEAD	
147068	147069	-0.83	-0.95	3.46	3.52	-0.83	-0.95	46.72	0.26	500	PEAD	
147069	147070	-0.95	-1.3	3.52	4.23	-0.95	-1.3	49.49	0.71	500	PEAD	
147070	147072	-1.3	-2.67	4.23	5.57	-1.3	-2.67	6.52	21.0	500	PEAD	
147072	EE7	-2.67	-6.82	5.57	4.97	-2.67	-2.7	7.49	0.40	630	PEAD	
DTB1	147057	1.25	0.61	1.73	2.3	1.25	0.92	9.72	3.40	500	PP	
DTB9	V9	-0.02	-0.4	2.93	3.24	-0.02	-0.08	3.21	1.87	500	PP	
	V9	147066	-0.4	-0.48	3.24	3.32	-0.4	-0.41	2.5	0.40	500	PP
DTB10	V10	0.22	-0.31	2.44	2.98	0.22	0.19	3.2	0.94	500	PP	
	V10	147067	-0.31	-0.65	2.98	3.31	-0.31	-0.33	4.42	0.45	500	PP
DTB15	147070	0.61	-1.3	2.35	4.23	0.61	0.56	5.88	0.85	500	PP	

DESCARREGADORES

No Quadro A4 e no Quadro A5, apresentam-se, respectivamente, as principais características dos descarregadores de tempestade, existentes nos interceptores de Alhandra- A e Alhandra-B. As características incluem o seguinte: identificação do descarregador; cota da crista e de soleira do descarregador; número de válvulas de maré existentes e respectivo diâmetro; cota de soleira e diâmetro do colector na chegada à boca de lobo. Relativamente às válvulas de maré, podem-se encontrar instaladas em diferentes localizações: na parede de separação, entre a câmara do descarregador e a câmara de alívio; na parede da boca de bolo; e, ainda, na parede das câmaras de visita. Nos quadros seguintes, assinala-se com um sinal de “*”, o local onde a válvula de maré se encontra instalada. Sendo que, nas outras situações, em que nada se assinala, as válvulas

encontram-se instaladas na parede de separação, entre a câmara do descarregador e a câmara de alívio.

Quadro A4 – Caracterização dos descarregadores existentes no interceptor de Alhandra- A

Identificação	Câmara do descarregador		Válvulas de maré		Colector de descarga	
	Cota da crista (m)	Cota de soleira (m)	Nº de válvulas	DN válvula (mm)	DN (mm)	Cota de descarga (m)
DTA29	1.7	1.15	2	500	800	1.24
DTA31	1.51	0.9	2	300	630	0.91
DTA40	1.24	0.61	1*	700	800	-0.34
DTA41	-0.3	-0.71	1	1200	800	0.63
DTA43	-0.1	-1	1*	700	800	-2.35

* Instalada na câmara de visita a montante da boca de lobo (DTA40);

* Instalada na parede da boca de lobo (DTA43).

Quadro A5 – Caracterização dos descarregadores existentes no interceptor de Alhandra-B

Identificação	Câmara do descarregador		Válvulas de maré		Colector de descarga	
	Cota da crista (m)	Cota de soleira (m)	Nº de válvulas	DN válvula (mm)	DN (mm)	Cota de descarga (m)
DTB1	1.25	1.25	1*	700	800	-0.18
DTB9	0.52	-0.02	1*	1000	800	-0.81
DTB10	0.81	0.22	1*	700	800	-0.34
DTB15	1.16	0.61	1*	1000	1000	-2.35

* Instalada na parede da boca de lobo.

FRENTE DE DRENAGEM DE VILA FRANCA DE XIRA

SISTEMAS DE DRENAGEM

No Quadro A6 e no Quadro A7, apresentam-se, respectivamente, as principais características do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira, e do emissário de Quinta dos Fidalgos que, incluem o seguinte: identificação das câmaras de visita de montante e jusante, e respectivas cotas de soleira; profundidade de cada câmara; cotas de soleira dos colectores; extensão, inclinação, diâmetro e material de cada troço.

Quadro A6 – Características do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
146391	146411	1.74	1.69	2.73	3.13	1.74	1.69	59.07	0.08	800	PEAD
146411	146415	1.69	1.45	3.13	3.64	1.69	1.45	55.37	0.43	800	PEAD
146418	146420	1.39	1.34	4.05	4.4	1.39	1.34	32.07	0.16	800	PEAD
146420	146422	1.34	1.3	4.4	4.6	1.34	1.3	57.4	0.07	800	PEAD
146422	146425	1.3	1.26	4.6	4.72	1.3	1.26	33.43	0.12	800	PEAD
146425	146426	1.26	1.17	4.72	4.83	1.26	1.17	59.46	0.15	800	PEAD
146426	146427	1.17	1.13	4.83	4.91	1.17	1.13	60.07	0.07	800	PEAD
146427	146429	1.13	1.03	4.91	4.98	1.13	1.03	57.37	0.17	800	PEAD
146429	146430	1.03	0.97	4.98	5.01	1.03	0.97	48.49	0.12	800	PEAD
146430	146431	0.97	0.93	5.01	4.85	0.97	0.93	38.46	0.10	800	PEAD
146431	146432	0.93	0.93	4.85	5.11	0.93	0.93	25.97	0.00	800	PEAD
146432	146433	0.93	0.78	5.11	4.82	0.93	0.78	92.78	0.16	800	PEAD
146433	146434	0.78	0.61	4.82	5.01	0.78	0.61	127.58	0.13	800	PEAD
146434	146435	0.61	0.53	5.01	4.63	0.61	0.53	62.38	0.13	800	PEAD
146435	146511	0.53	0.44	4.63	4.19	0.53	0.44	63.42	0.14	800	PEAD
146511	146550	0.44	0.35	4.19	2.81	0.44	0.35	54.19	0.17	800	PEAD

Quadro A6 – Características do interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira (continuação)

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
146550	146551	0.35	0.3	2.81	3.13	0.35	0.3	45.86	0.11	800	PEAD
146551	146553	0.3	0.21	3.13	2.7	0.3	0.21	62.83	0.14	800	PEAD
146553	146555	0.21	0.12	2.7	2.88	0.21	0.12	62.95	0.14	800	PEAD
146555	146556	0.12	0.03	2.88	3.2	0.12	0.03	62.78	0.14	800	PEAD
146556	146560	0.03	-0.05	3.2	3.71	0.03	-0.05	63.56	0.13	800	PEAD
146560	146561	-0.05	-0.15	3.71	4.11	-0.05	-0.15	70.29	0.14	800	PEAD
146561	146562	-0.15	-0.24	4.11	5.07	-0.15	-0.24	71.32	0.13	800	PEAD
146562	146563	-0.24	-0.32	5.07	4.85	-0.24	-0.32	48.26	0.17	800	PEAD
146563	146564	-0.32	-0.4	4.85	5.58	-0.32	-0.4	64.13	0.12	800	PEAD
146564	146565	-0.4	-0.47	5.58	5.02	-0.4	-0.47	35.21	0.20	800	PEAD
146565	146566	-0.47	-0.52	5.02	4.65	-0.47	-0.52	42.32	0.12	800	PEAD
146566	146567	-0.52	-0.58	4.65	4.62	-0.52	-0.58	38.31	0.16	800	PEAD
146567	146568	-0.58	-0.63	4.62	4.32	-0.58	-0.63	36.47	0.14	800	PEAD
146568	146569	-0.63	-0.67	4.32	3.93	-0.63	-0.67	35.06	0.11	800	PEAD
146569	146595	-0.67	-0.78	3.93	3.88	-0.67	-0.78	70.15	0.16	800	PEAD
146595	146597	-0.78	-0.82	3.88	3.83	-0.78	-0.82	24.88	0.16	800	PEAD
146597	146598	-0.82	-0.86	3.83	3.76	-0.82	-0.86	33.92	0.12	800	PEAD
146598	146599	-0.86	-1.31	3.76	3.99	-0.86	-1.31	66.73	0.67	800	PEAD
146599	146612	-1.31	-1.75	3.99	4.51	-1.31	-1.75	20.92	2.10	1000	PEAD
146612	146650	-1.75	-1.79	4.51	4.99	-1.75	-1.79	58.39	0.07	1000	PEAD
146650	146651	-1.79	-1.82	4.99	4.54	-1.79	-1.82	30.83	0.10	1000	PEAD
146651	146652	-1.82	-1.87	4.54	4.47	-1.82	-1.87	47.47	0.11	1000	PEAD
146652	146653	-1.87	-1.89	4.47	4.66	-1.87	-1.89	26.45	0.08	1000	PEAD
146653	146654	-1.89	-1.94	4.66	5.12	-1.89	-1.94	52.9	0.09	1000	PEAD
146654	146655	-1.94	-2	5.12	4.98	-1.94	-2	60.37	0.10	1000	PEAD
146655	146656	-2	-2.06	4.98	5.04	-2	-2.06	48.25	0.12	1000	PEAD
146656	146657	-2.06	-2.11	5.04	4.83	-2.06	-2.11	63.91	0.08	1000	PEAD
146657	146658	-2.11	-2.18	4.83	4.81	-2.11	-2.18	61.57	0.11	1000	PEAD
146658	146659	-2.18	-2.24	4.81	4.77	-2.18	-2.24	64.32	0.09	1000	PEAD
146659	146660	-2.24	-2.29	4.77	5.18	-2.24	-2.29	48.15	0.10	1000	PEAD
146660	146661	-2.29	-2.34	5.18	4.9	-2.29	-2.34	51.17	0.10	1000	PEAD
146661	EE8	-2.34	-6.35	4.9	4.75	-2.34	-2.35	20.55	0.05	1000	PEAD
DT1	1528561	1.01	0.4	2.47	3.12	1.01	0.4	2.6	23.46	800	PRFV
1528561	146569	0.4	-0.67	3.12	3.93	0.4	-0.67	13.75	7.78	800	Grés
DT2	1528607	-1.05	-1.08	3.63	3.69	-1.05	-1.08	5.28	0.57	1000	PRFV
1528607	146652	-1.08	-1.87	3.69	4.47	-1.08	-1.11	4.62	0.65	1000	PRFV
DT3	1528634	-0.7	-1.1	3.49	3.91	-0.7	-0.89	10.74	1.77	630	PP
1528634	146656	-1.1	-2.06	3.91	5.04	-1.1	-2.06	20.42	4.70	630	PP
DT4	1528684	-1.6	-1.63	4.18	4.18	-1.6	-1.63	6.38	0.47	1000	PRFV
1528684	146659	-1.63	-2.24	4.18	4.77	-1.63	-2.24	2.56	23.83	1000	PRFV

Quadro A7 – Características do emissário de Quinta dos Fidalgos

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
146751	146790	37.44	36.15	2.28	1.75	37.44	36.15	58.51	2.20	250	PEAD
146790	146791	36.15	35.64	1.75	1.65	36.15	35.64	24.95	2.04	250	PEAD
146791	146792	35.64	33.48	1.65	2.22	35.64	33.48	48.43	4.46	250	PEAD
146792	146793	33.48	32.23	2.22	2	33.48	32.23	38.52	3.25	250	PEAD
146793	146795	32.23	31.41	2	1.59	32.23	31.41	34.6	2.37	250	PEAD
146795	146797	31.41	30.45	1.59	2.31	31.41	30.45	15.62	6.15	250	PEAD
146797	146798	30.45	29.89	2.31	2.54	30.45	29.89	47.86	1.17	400	PEAD
146798	146799	29.89	29.46	2.54	2.76	29.89	29.46	60.14	0.71	400	PEAD
146799	146800	29.46	26.54	2.76	3.53	29.46	26.54	37.32	7.82	400	PEAD
146800	146801	26.54	24.19	3.53	3.38	26.54	24.19	17.99	13.06	400	PEAD
146801	146802	24.19	21.95	3.38	2.91	24.19	21.95	16.35	13.70	400	PEAD
146802	146803	21.95	20.48	2.91	1.82	21.95	20.48	28.46	5.17	400	PEAD
146803	146805	20.48	16.87	1.82	5.27	20.48	16.87	27.82	12.98	400	PEAD
146805	146806	16.87	16.63	5.27	6.35	16.87	16.63	19.54	1.23	400	PEAD
146806	146807	16.63	16.41	6.35	5.67	16.63	16.41	43.06	0.51	400	PEAD

Quadro A7 – Características do emissário de Quinta dos Fidalgos (continuação)

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
146807	146808	16.41	15.21	5.67	1.94	16.41	15.21	57.09	2.10	400	PEAD
146808	146809	15.21	13.38	1.94	1.88	15.21	13.38	43.35	4.22	400	PEAD
146809	146810	13.38	11.64	1.88	1.93	13.38	11.64	40.75	4.27	400	PEAD
146810	146811	11.64	8.06	1.93	4.96	11.64	8.06	12.12	29.54	400	PEAD
146811	146812	8.06	8.04	4.96	4.87	8.06	8.04	2.97	0.67	400	PEAD
146812	146813	8.04	7.81	4.87	4.12	8.04	7.81	24.71	0.93	400	PEAD
146813	146814	7.81	7.73	4.12	3.86	7.81	7.73	9.15	0.87	400	PEAD
146814	146815	7.73	6.65	3.86	2.91	7.73	6.65	50.57	2.14	400	PEAD
146815	146816	6.65	4.52	2.91	3.65	6.65	4.52	32.16	6.62	400	PEAD
146816	146817	4.52	4.46	3.65	3.88	4.52	4.46	18.8	0.32	400	PEAD
146817	146970	4.46	4.38	3.88	4.37	4.46	4.38	27.06	0.30	400	PEAD
146970	146971	4.38	4.35	4.37	4.56	4.38	4.35	5.69	0.53	400	PEAD
146971	146972	4.35	4.17	4.56	4.73	4.35	4.17	55.45	0.32	500	PEAD
146972	146973	4.17	4.05	4.73	4.92	4.17	4.05	38.55	0.31	500	PEAD
146973	146974	4.05	3.98	4.92	5.51	4.05	3.98	20.11	0.35	500	PEAD
146974	146975	3.98	3.46	5.51	3.68	3.98	3.46	71.13	0.73	500	PEAD
146975	146977	3.46	3.36	3.68	2.67	3.46	3.36	29.38	0.34	500	PEAD
146977	146978	3.36	3.24	2.67	1.81	3.36	3.24	31.63	0.38	500	PEAD
146978	146979	3.24	3.15	1.81	1.7	3.24	3.15	14.39	0.63	500	PEAD
146979	146980	3.15	2.77	1.7	1.84	3.15	2.77	43.12	0.88	500	PEAD
146980	146981	2.77	2.35	1.84	2.02	2.77	2.35	40.15	1.05	500	PEAD
146981	146982	2.35	2.23	2.02	2.47	2.35	2.23	28.75	0.42	500	PEAD
146982	146983	2.23	1.81	2.47	2.13	2.23	1.81	30.09	1.40	500	PEAD
146983	146984	1.81	0.69	2.13	2.78	1.81	0.69	12.01	9.33	500	PEAD
146984	146985	0.69	0.51	2.78	2.92	0.69	0.51	41.71	0.43	500	PEAD
146985	146986	0.51	0.36	2.92	3.21	0.51	0.36	7.71	1.95	500	PEAD
146986	146987	0.36	0.19	3.21	3.12	0.36	0.19	28.48	0.60	500	PEAD
146987	146988	0.19	0.02	3.12	3.08	0.19	0.02	33.65	0.51	500	PEAD
146988	146989	0.02	0	3.08	3.16	0.02	0	5.78	0.35	500	PEAD
146989	146990	0	-0.14	3.16	2.96	0	-0.14	52.21	0.27	500	PEAD
146990	146612	-0.14	-1.75	2.96	4.51	-0.14	-1.75	56.88	2.83	500	PEAD

DESCARREGADORES

No Quadro A8, apresentam-se as principais características dos descarregadores de tempestade, existentes no interceptor de Alhandra e Vila Franca de Xira. As características incluem o seguinte: identificação do descarregador; cota da crista e de soleira do descarregador; número de válvulas de maré existentes e respectivo diâmetro; cota de soleira e diâmetro do colector na chegada à boca de lobo. À excepção do descarregador “DT2”, que não tem colectores secundários, ou seja, a crista do descarregador encontra-se inserida na parede da boca de lobo, os restantes, dispõem de uma câmara de alívio, onde se encontram instaladas as válvulas de maré. O sinal de “*”, apresenta o mesmo significado referido anteriormente.

Quadro A8 – Caracterização dos descarregados de tempestade existentes na frente de drenagem de Vila Franca de Xira

Identificação	Câmara do descarregador		Válvulas de maré		Colector de descarga	
	Cota da crista (m)	Cota de soleira (m)	Nº de válvulas	DN válvula (mm)	DN (mm)	Cota de descarga (m)
DT1	1.77	1.01	1	900	600	1.52
DT2	-0.5	-1.05	1*	1800	-	-0.5
DT3	-0.29	-0.7	1	1050	1000	-0.65
DT4	-0.68	-1.6	1	900	900	-0.75

*Instalada na parede da boca de lobo.

FRENTE DE DRENAGEM DA VALA DO CARREGADO

SISTEMAS DE DRENAGEM

No Quadro A9 e no Quadro A10, apresentam-se, respectivamente, as principais características do emissário da Vala do Carregado e do emissário da Rua da Estação que, incluem o seguinte: identificação das câmaras de visita de montante e jusante, e respectivas cotas de soleira; profundidade de cada câmara; cotas de soleira dos colectores; extensão, inclinação, diâmetro e material de cada troço.

Quadro A9 – Características do emissário da Vala do Carregado

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
1527360	1527425	2.57	1.93	1.88	2.48	2.57	1.93	7.88	8.12	315	PPC
1527425	1527444	1.93	1.81	2.48	2.49	1.93	1.81	44.37	0.27	315	PPC
1527444	1527460	1.81	1.76	2.49	2.52	1.81	1.76	28.7	0.17	315	PPC
1527460	1527462	1.76	1.43	2.52	2.8	1.76	1.43	55.38	0.60	315	PPC
1527462	1527463	1.43	1.23	2.8	2.81	1.43	1.23	51.99	0.38	315	PPC
1527463	1527464	1.23	1.04	2.81	3	1.23	1.04	58.61	0.32	315	PPC
1527464	1527466	1.04	0.93	3	2.56	1.04	0.93	47.93	0.23	315	PPC
1527466	1527467	0.93	0.91	2.56	2.38	0.93	0.91	26.26	0.08	315	PPC
1527467	1527468	0.91	0.78	2.38	2.56	0.91	0.78	48.65	0.27	315	PPC
1527468	1527469	0.78	0.61	2.56	2.81	0.78	0.61	59.61	0.29	315	PPC
1527469	1527470	0.61	0.39	2.81	2.78	0.61	0.39	58.33	0.38	315	PPC
1527470	1527471	0.39	0.12	2.78	3.35	0.39	0.12	46.62	0.58	315	PPC
1527471	1527472	0.12	-0.06	3.35	3.43	0.12	-0.06	56.79	0.32	315	PPC
1527472	1527476	-0.06	-0.22	3.43	3.61	-0.06	-0.22	64.8	0.25	315	PPC
1527476	1527477	-0.22	-0.4	3.61	3.79	-0.22	-0.4	59.54	0.30	315	PPC
1527477	1527478	-0.4	-0.44	3.79	3.79	-0.4	-0.44	59.61	0.07	315	PPC
1527478	1527479	-0.44	-0.34	3.79	3.69	-0.44	-0.34	45.36	-0.22	315	PPC
1527479	1527480	-0.34	-0.37	3.69	3.67	-0.34	-0.37	10.48	0.29	315	PPC
1527480	1527481	-0.37	-0.6	3.67	4.85	-0.37	-0.6	56.89	0.40	315	PPC
1527481	1527482	-0.6	-0.65	4.85	4.3	-0.6	-0.65	56.3	0.09	400	PPC
1527482	1527484	-0.65	-0.83	4.3	4.31	-0.65	-0.83	33.18	0.54	400	PPC
1527484	1527485	-0.83	-0.97	4.31	4.47	-0.83	-0.97	49.5	0.28	400	PPC
1527485	1527486	-0.97	-1.15	4.47	4.56	-0.97	-1.15	53.16	0.34	400	PPC
1527486	1527487	-1.15	-2.67	4.56	6.05	-1.15	-2.67	30.45	4.99	400	PPC
1527487	EE1	-2.67	-5.23	6.05	9.1	-2.67	-3.2	19.07	2.78	200	FFD

Quadro A10 – Características do emissário da Rua da Estação

Câmara de visita						Colector					
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante				
1528044	1528181	1.2	0.65	1.35	1.82	1.2	0.65	36.45	1.51	315	PEAD
1528181	1528167	0.65	0.6	1.82	1.79	0.65	0.6	22.23	0.22	315	PEAD
1528167	1528180	0.6	0.56	1.79	1.63	0.6	0.56	22.07	0.18	315	PEAD
1528180	1528176	0.56	0.55	1.63	1.85	0.56	0.55	44.55	0.02	315	PEAD
1528176	1528175	0.55	0.52	1.85	1.98	0.55	0.52	27.35	0.11	315	PEAD
1528175	1528173	0.52	0.38	1.98	2.04	0.52	0.38	15.52	0.90	315	PEAD
1528173	1528172	0.38	0.36	2.04	2.14	0.38	0.36	14	0.14	315	PEAD
1528172	1528171	0.36	0.32	2.14	2.12	0.36	0.32	19.16	0.21	315	PEAD
1528171	1528170	0.32	0.23	2.12	2.37	0.32	0.23	21.14	0.43	315	PEAD
1528170	1528169	0.23	0.21	2.37	2.68	0.23	0.21	23.44	0.09	315	PEAD
1528169	1528168	0.21	0.1	2.68	3	0.21	0.1	20.08	0.55	315	PEAD
1528168	1528166	0.1	0.02	3	3.25	0.1	0.02	18.88	0.42	315	PEAD
1528166	1528165	0.02	-0.04	3.25	3.56	0.02	-0.04	42.05	0.14	315	PEAD
1528165	1528164	-0.04	-0.07	3.56	3.76	-0.04	-0.07	19.27	0.16	315	PEAD
1528164	1528163	-0.07	-0.09	3.76	3.73	-0.07	-0.09	19.73	0.10	315	PEAD
1528163	1528149	-0.09	-0.19	3.73	3.79	-0.09	-0.19	19.46	0.51	315	PEAD
1528149	1528120	-0.19	-0.2	3.79	4.03	-0.19	-0.2	19.65	0.05	315	PEAD
1528120	1528082	-0.2	-0.35	4.03	4.31	-0.2	-0.35	22.48	0.67	315	PEAD
1528082	1527481	-0.35	-0.6	4.31	4.85	-0.35	-0.6	14.66	1.71	315	PEAD

DESCARREGADOR

No Quadro A11, apresenta-se as principais características do descarregador de segurança, existente no emissário da Vala do Carregado. As características incluem o seguinte: identificação do descarregador; cota da crista e de soleira do descarregador; número de válvulas de maré existentes e respectivo diâmetro; cota de soleira e diâmetro do colector na chegada à boca de lobo.

Quadro A11 – Caracterização do descarregador de segurança existente na frente de drenagem da Vala do Carregado

Identificação	Câmara do descarregador		Válvulas de maré		Colector de descarga	
	Cota da crista (m)	Cota de soleira (m)	Nº de válvulas	DN válvula (mm)	DN (mm)	Cota de descarga (m)
1528824	0.97	3.09	1*	450	400	-3.09

*instalada na parede da boca de lobo.

FRENTE DE DRENAGEM DE PORTO DE AREIA

SISTEMAS DE DRENAGEM

No Quadro A12 e no Quadro A13, apresentam-se, respectivamente, as principais características do interceptor de Castanheira do Ribatejo e do emissário da Rua do Carril que, incluem o seguinte: identificação das câmaras de visita de montante e jusante, e respectivas cotas de soleira; profundidade de cada câmara; cotas de soleira dos colectores; extensão, inclinação, diâmetro e material de cada troço.

Quadro A12 – Características do interceptor de Castanheira do Ribatejo

Câmara de visita						Colector						
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material	
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante					
1529581	1528210	1	1.01	1.68	1.7	1	1.01	44.83	-0.02	500	PEAD	
1528210	1528221	1.01	0.91	1.7	1.6	1.01	0.91	21.15	0.47	500	PEAD	
1528221	1528227	0.91	0.81	1.6	1.5	0.91	0.81	18.23	0.55	500	PEAD	
1528227	1528228	0.81	0.83	1.5	1.5	0.81	0.83	39.09	-0.05	500	PEAD	
1528228	1528229	0.83	0.53	1.5	1.8	0.83	0.53	57.39	0.52	500	PEAD	
1528229	1528230	0.53	0.47	1.8	1.9	0.53	0.47	59.94	0.10	500	PEAD	
1528230	1528231	0.47	0.22	1.9	2.1	0.47	0.22	63.66	0.39	500	PEAD	
1528231	1528232	0.22	0.11	2.1	2.3	0.22	0.11	58.27	0.19	500	PEAD	
1528232	1528233	0.11	-0.05	2.3	2.7	0.11	-0.05	64.95	0.25	500	PEAD	
1528233	1527922	-0.05	-2.61	2.7	5.43	-0.05	-2.61	21.95	11.66	500	PEAD	
1527922	EE2	-2.61	-6.25	5.43	4.4	-2.61	-2.9	10.34	2.80	630	PEAD	

Quadro A13 – Características do emissário da Rua do Carril

Câmara de visita						Colector						
Identificação		Cota de soleira (m)		Altura máxima (m)		Cota de soleira (m)		Extensão (m)	i (%)	DN (mm)	Material	
Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante					
1527600	1527732	1.54	1.36	2.94	3.34	1.54	1.36	69.3	0.26	315	PPC	
1527732	1527731	1.36	1.23	3.34	2.45	1.36	1.23	61.22	0.21	315	PPC	
1527731	1527729	1.23	0.99	2.45	2.64	1.23	0.99	58.61	0.41	315	PPC	
1527729	1527728	0.99	0.83	2.64	2.71	0.99	0.83	61.81	0.26	315	PPC	
1527728	1527721	0.83	0.6	2.71	3	0.83	0.6	57.96	0.40	315	PPC	
1527721	1527681	0.6	0.53	3	3.19	0.6	0.53	60.82	0.12	315	PPC	
1527681	1527660	0.53	0.25	3.19	3.45	0.53	0.25	59.71	0.47	315	PPC	
1527660	1527749	0.25	0.16	3.45	3.32	0.25	0.16	60.21	0.15	315	PPC	
1527749	1527750	0.16	0.04	3.32	3.4	0.16	0.04	59.68	0.20	315	PPC	
1527750	1527751	0.04	0.02	3.4	3.54	0.04	0.02	56.88	0.04	315	PPC	
1527751	1527752	0.02	-0.33	3.54	4.04	0.02	-0.33	58.68	0.60	315	PPC	
1527752	1527800	-0.33	-0.4	4.04	4.63	-0.33	-0.4	51.45	0.14	315	PPC	
1527800	1527840	-0.4	-0.64	4.63	4.66	-0.4	-0.64	52.28	0.46	315	PPC	
1527840	1527880	-0.64	-0.91	4.66	4.75	-0.64	-0.91	62.18	0.43	315	PPC	
1527880	1527901	-0.91	-0.93	4.75	4.4	-0.91	-0.93	59.36	0.03	400	PPC	
1527901	1527903	-0.93	-1.09	4.4	4.28	-0.93	-1.09	62.65	0.26	400	PPC	
1527903	1527905	-1.09	-1.3	4.28	4.45	-1.09	-1.3	54.58	0.38	400	PPC	
1527905	1527908	-1.3	-2.23	4.45	5.35	-1.3	-2.23	33.57	2.77	500	PEAD	
1527908	1527910	-2.23	-1.79	5.35	4.68	-2.23	-1.79	77.26	-0.57	500	PEAD	
1527910	1527912	-1.79	-1.27	4.68	4.35	-1.79	-1.27	118.78	-0.44	500	PEAD	
1527912	1527913	-1.27	-1.94	4.35	5.23	-1.27	-1.94	71.43	0.94	560	PEAD	
1527913	1527918	-1.94	-1.73	5.23	5.15	-1.94	-1.73	62.09	-0.34	560	PEAD	
1527918	1527919	-1.73	-1.66	5.15	5.19	-1.73	-1.66	87.77	-0.08	560	PEAD	
1527919	1527922	-1.66	-2.61	5.19	5.43	-1.66	-2.61	52.7	1.80	560	PEAD	
1527922	EE2	-2.61	-6.25	5.43	4.4	-2.61	-2.9	10.34	2.80	630	PEAD	

BACIAS PLUVIAIS

No Quadro A14, apresenta-se as principais características das sub-bacias pluviais, consideradas no estudo, incluindo o seguinte: área total; largura média; área impermeável; declive e nó de entrada no subsistema. De referir que, a largura média e área total das sub-bacias, foram retiradas automaticamente, através do “software” SIG G/InterAquaTM, sendo que, os restantes campos, foram levantados manualmente. Na Figura A1, apresenta-se, esquematicamente, em planta, os limites das sub-bacias pluviais relativas ao subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira.

Quadro A14 – Caracterização das sub-bacias pluviais do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira

Sub-bacia	Área total (ha)	Largura média (m)	Área impermeável (%)	Declive (%)	Nó de entrada no subsistema
1	7.11	150	95	6	DTA29
2	2.3	100	90	2	DTA31
3	2.45	98.5	80	1	DTA40
4	1.83	97	95	0.5	DTA41
5	1.63	60	95	7	DTA43
6	2.85	84	90	9	DTB15
7	1.37	63	95	13	DTB10
8	2.58	85	95	10	DTB9
9	2.63	80	90	4.5	147060
10	2.79	99	90	4	147058
11	8.36	131	55	1.5	DTB1
12	128.48	823	45	8	147672
13	6.43	80	70	0.3	146391
14	1.8	60	90	0.3	146431
15	4.2	62	90	0.2	146433
16	14.59	500	55	0.7	146553
17	6.11	154	50	6.5	DT1
18	20.39	305.5	90	5	DT2
19	7.14	88.4	90	6	DT3
20	14.05	251	90	6	DT4
21	91.74	633	20	4	146751
22	2.06	95	50	0.3	DT4
23	8.24	250	40	0.1	1527482
24	27.25	255	30	0.1	1528044
25	43.42	350	10	0.1	1527360
26	40.37	354	20	0.1	1527880
27	37.59	344	20	0.1	1529582
28	61.28	668	20	3	1527600
29	7.04	260	25	0.1	EE9
30	88.08	700	40	7	EE3
31	10.02	170	50	0.5	EE4
32	47.74	457	30	6	EE5

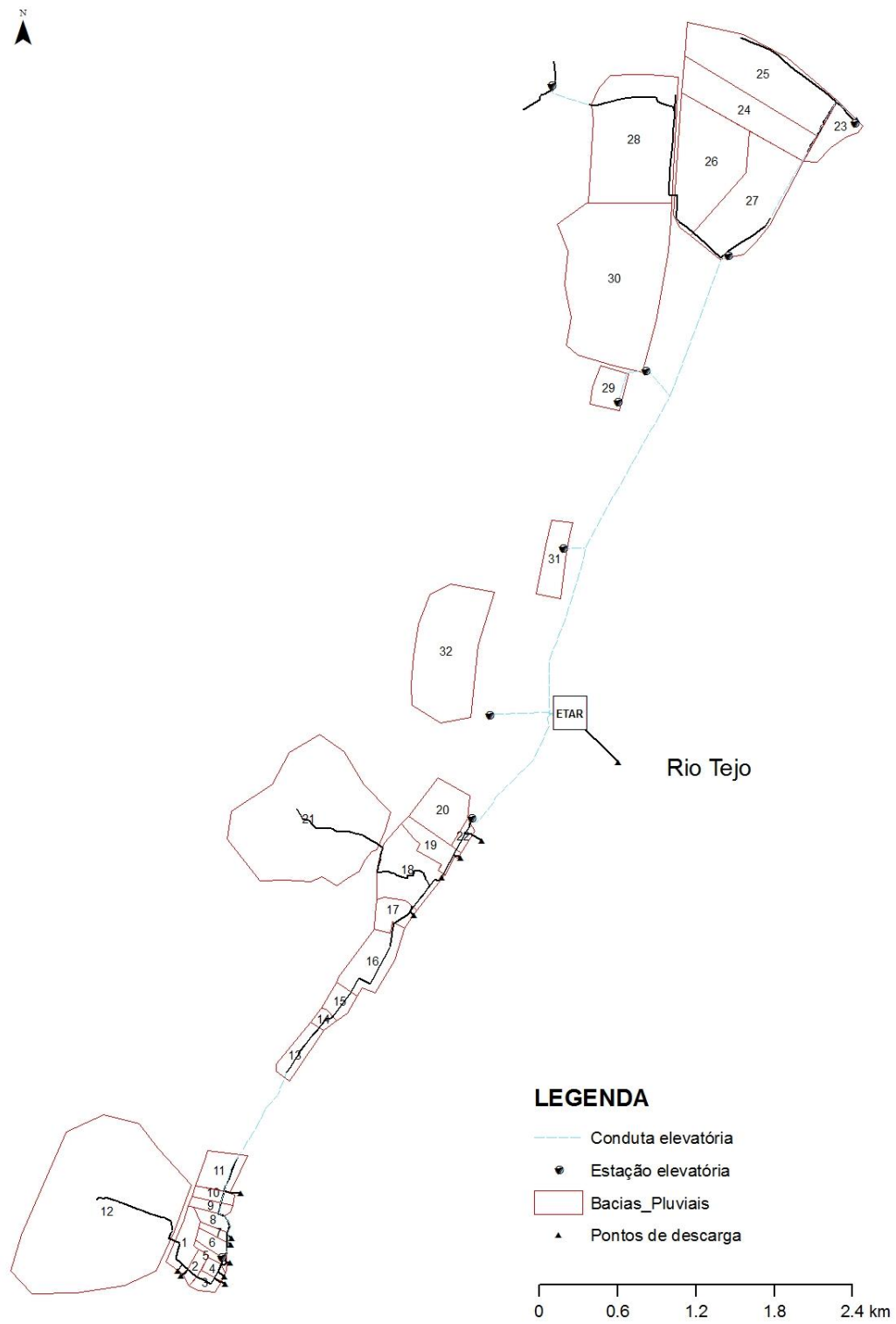


Figura A1 – Representação das sub-bacias pluviais do subsistema de drenagem de Vila Franca de Xira

ANEXO II

MODELAÇÃO DO SUBSISTEMA DE DRENAGEM DE VILA FRANCA DE XIRA: APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

TEMPO SECO

No Quadro A15, pode observar-se o conjunto de trechos do subsistema de drenagem para os quais, se verificou o incumprimento da velocidade mínima regulamentar. Apresenta-se, juntamente, a identificação do sistema interceptor/emissário em que cada trecho está inserido, e a respectiva velocidade máxima modelada, V_{max} , para o período de tempo seco.

Quadro A15 – Conjunto de trechos do subsistema de drenagem que não cumprem o critério da velocidade mínima regulamentar, em tempo seco

Troço		Interceptor/Emissário	V_{max} (m/s)
Montante	Jusante		
147672	147673	Alhandra- A	0.33
147673	147674	Alhandra- A	0.49
146331	146412	Alhandra- A	0.49
146412	146414	Alhandra- A	0.5
146414	146417	Alhandra- A	0.51
146417	146421	Alhandra- A	0.53
146421	146424	Alhandra- A	0.51
146424	146437	Alhandra- A	0.52
146437	146439	Alhandra- A	0.53
146439	146442	Alhandra- A	0.52
146442	146493	Alhandra- A	0.52
146493	146507	Alhandra- A	0.58
146509	146512	Alhandra- A	0.31
146512	146514	Alhandra- A	0.3
146514	146516	Alhandra- A	0.32
146516	146518	Alhandra- A	0.38
146518	146520	Alhandra- A	0.39
146520	146522	Alhandra- A	0.44
146522	146524	Alhandra- A	0.43
146524	146526	Alhandra- A	0.47
146526	146529	Alhandra- A	0.36
146529	146554	Alhandra- A	0.39
146554	147191	Alhandra- A	0.44
147191	147250	Alhandra- A	0.39
147250	147259	Alhandra- A	0.33
147259	147261	Alhandra- A	0.38
147261	147262	Alhandra- A	0.38
147262	147263	Alhandra- A	0.54
147263	147267	Alhandra- A	0.49
147277	A40	Alhandra- A	0.49
A40	A41	Alhandra- A	0.2
147313	147072	Alhandra- A	0.51
DTA31M	147267	Alhandra- A	0.54
147930	147312	Alhandra- A	0.35
DTA43	147313	Alhandra- A	0.4
147052	147053	Alhandra-B	0.24
147053	147054	Alhandra-B	0.35
147054	147055	Alhandra-B	0.24
147055	147056	Alhandra-B	0.21
147056	147057	Alhandra-B	0.1
147057	147058	Alhandra-B	0.31
147058	147059	Alhandra-B	0.38
147059	147060	Alhandra-B	0.42
147060	147061	Alhandra-B	0.44
147061	147062	Alhandra-B	0.46
147062	147063	Alhandra-B	0.44
147063	147064	Alhandra-B	0.44
147064	147065	Alhandra-B	0.47
147065	147066	Alhandra-B	0.33
147066	147067	Alhandra-B	0.5
146430	146431	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.57
146568	146569	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.57
146612	146650	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.56
146650	146651	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.59

Troço		Interceptor/Emissário	V _{max} (m/s)
Montante	Jusante		
146651	146652	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.53
1528561	146569	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.3
1528634	146656	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.09
1528684	146659	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.31
146816	146817	Quinta dos Fidalgos	0.55
146971	146972	Quinta dos Fidalgos	0.54
146972	146973	Quinta dos Fidalgos	0.54
146975	146977	Quinta dos Fidalgos	0.56
146987	146988	Quinta dos Fidalgos	0.58
146988	146989	Quinta dos Fidalgos	0.51
146990	146612	Quinta dos Fidalgos	0.25
1527600	1527732	Rua do Carril	0.35
1527732	1527731	Rua do Carril	0.38
1527731	1527729	Rua do Carril	0.4
1527729	1527728	Rua do Carril	0.4
1527728	1527721	Rua do Carril	0.31
1527721	1527681	Rua do Carril	0.32
1527681	1527660	Rua do Carril	0.37
1527660	1527749	Rua do Carril	0.32
1527749	1527750	Rua do Carril	0.23
1527750	1527751	Rua do Carril	0.26
1527751	1527752	Rua do Carril	0.35
1527752	1527800	Rua do Carril	0.34
1527800	1527840	Rua do Carril	0.46
1527840	1527880	Rua do Carril	0.28
1527880	1527901	Rua do Carril	0.23
1527901	1527903	Rua do Carril	0.38
1527903	1527905	Rua do Carril	0.27
1527905	1527908	Rua do Carril	0.02
1527908	1527910	Rua do Carril	0.01
1527910	1527912	Rua do Carril	0.02
1527912	1527913	Rua do Carril	0.03
1527913	1527918	Rua do Carril	0.02
1527918	1527919	Rua do Carril	0.13
1529581	1528210	Castanheira do Ribatejo	0.53
1528227	1528228	Castanheira do Ribatejo	0.51
1528044	1528181	Rua da Estação	0.3
1528181	1528167	Rua da Estação	0.21
1528167	1528180	Rua da Estação	0.13
1528180	1528176	Rua da Estação	0.11
1528176	1528175	Rua da Estação	0.19
1528175	1528173	Rua da Estação	0.24
1528173	1528172	Rua da Estação	0.19
1528172	1528171	Rua da Estação	0.22
1528171	1528170	Rua da Estação	0.17
1528170	1528169	Rua da Estação	0.18
1528169	1528168	Rua da Estação	0.28
1528168	1528166	Rua da Estação	0.22
1528166	1528165	Rua da Estação	0.19
1528165	1528164	Rua da Estação	0.16
1528164	1528163	Rua da Estação	0.19
1528163	1528149	Rua da Estação	0.16
1528149	1528120	Rua da Estação	0.17
1528120	1528082	Rua da Estação	0.36
1528082	1527481	Rua da Estação	0.15
1527360	1527425	Vala do Carregado	0.4
1527425	1527444	Vala do Carregado	0.19
1527444	1527460	Vala do Carregado	0.22
1527460	1527462	Vala do Carregado	0.28
1527462	1527463	Vala do Carregado	0.25
1527463	1527464	Vala do Carregado	0.23
1527464	1527466	Vala do Carregado	0.16
1527466	1527467	Vala do Carregado	0.16
1527467	1527468	Vala do Carregado	0.23
1527468	1527469	Vala do Carregado	0.24
1527469	1527470	Vala do Carregado	0.27
1527470	1527471	Vala do Carregado	0.27
1527471	1527472	Vala do Carregado	0.23
1527472	1527476	Vala do Carregado	0.23
1527476	1527477	Vala do Carregado	0.05

Quadro A15 – Conjunto de trechos do subsistema de drenagem que não cumprem o critério da velocidade mínima regulamentar, em tempo seco (continuação)

Troço		Interceptor/Emissário	V _{max} (m/s)
Montante	Jusante		
1527477	1527478	Vala do Carregado	0.02
1527478	1527479	Vala do Carregado	0.03
1527479	1527480	Vala do Carregado	0.24
1527480	1527481	Vala do Carregado	0.13
1527481	1527482	Vala do Carregado	0.2
1527482	1527484	Vala do Carregado	0.31
1527484	1527485	Vala do Carregado	0.27
1527485	1527486	Vala do Carregado	0.4
1527486	1527487	Vala do Carregado	0.55

As próximas figuras - Figura A2 à Figura A7-, referem-se aos perfis longitudinais dos sistemas interceptores de Alhandra- A e Castanheira do Ribatejo, e, aos sistemas emissários, de Quinta dos Fidalgos, da Rua do Carril, da Rua da Estação e da Vala do Carregado, respectivamente. É possível observar, nas figuras mencionadas acima, a evolução das alturas de escoamento, obtidas pela aplicação do modelo SWMM, em situação de tempo seco e para o pico de caudal.

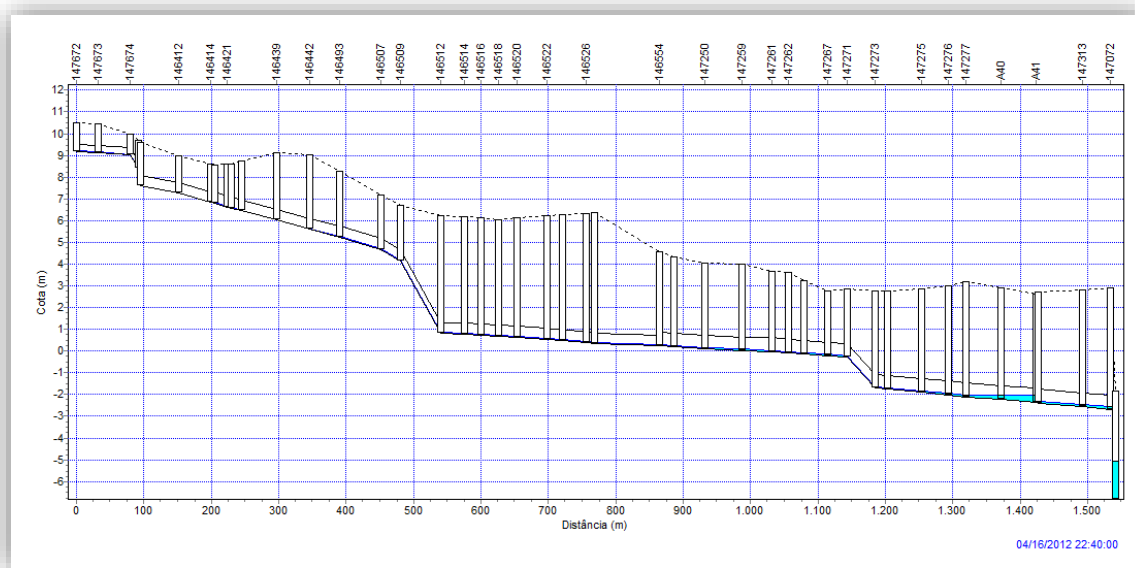


Figura A2 – Perfil longitudinal do interceptor de Alhandra- A até à instalação elevatória EE7, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco

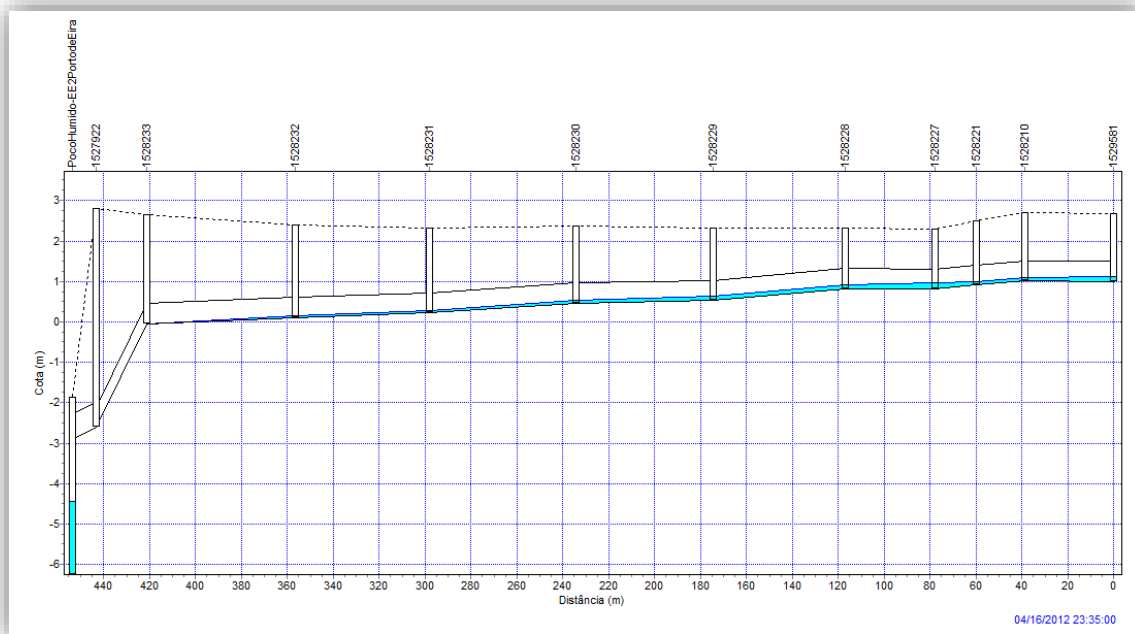


Figura A3 – Perfil longitudinal do interceptor de Castanheira do Ribatejo até à instalação elevatória EE2, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco

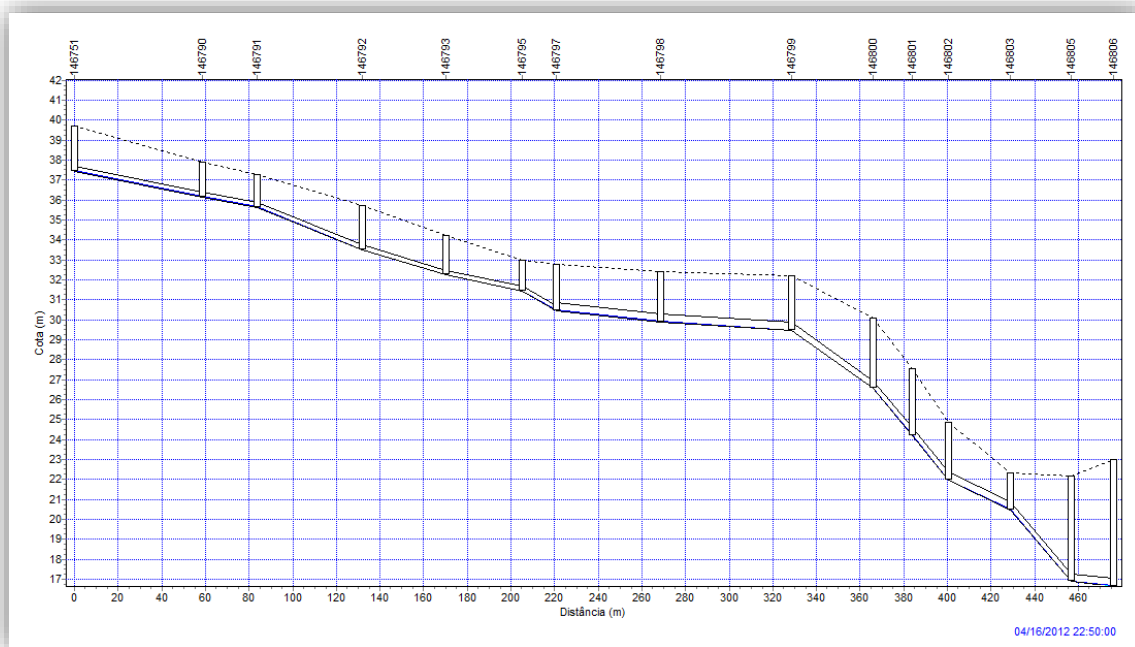


Figura A4 – Perfil longitudinal do emissário da Quinta dos Fidalgos, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco

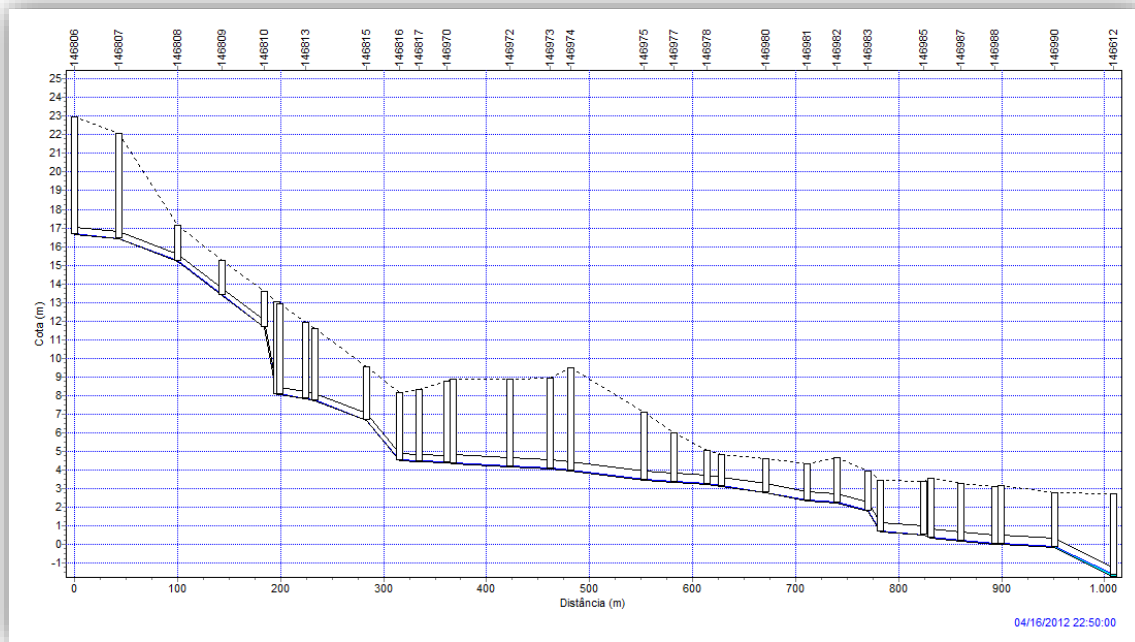


Figura A5 – Perfil longitudinal do emissário da Quinta dos Fidalgos, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco (continuação)

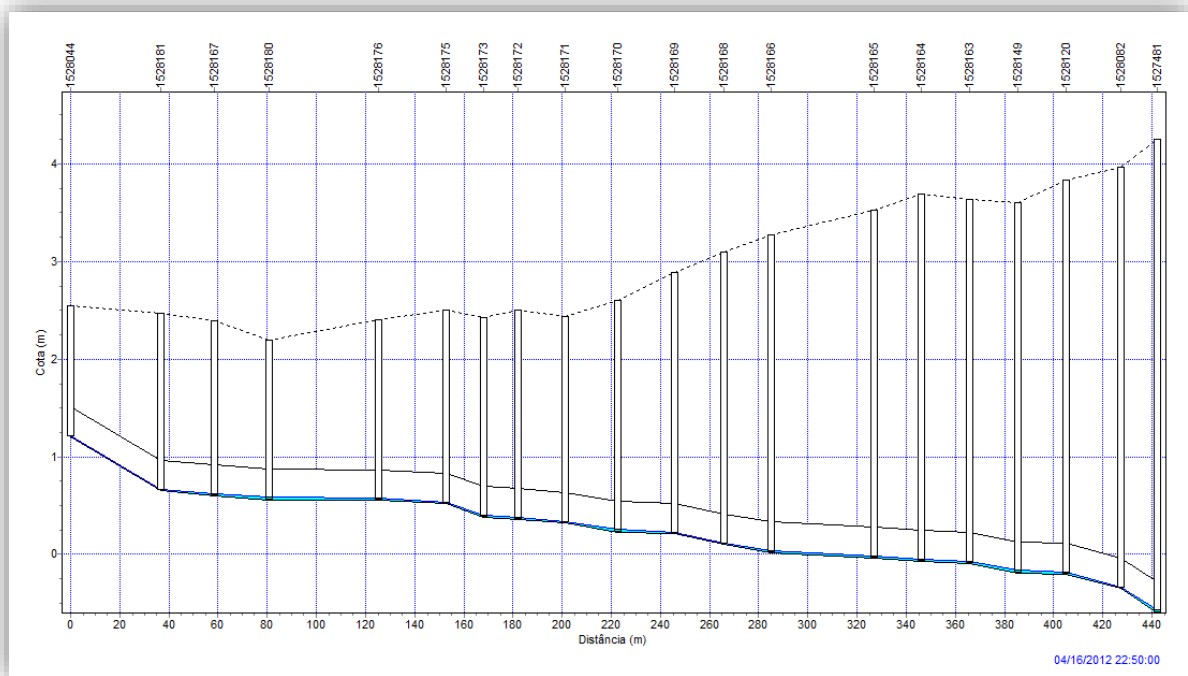


Figura A6 – Perfil longitudinal do emissário da Rua da Estação, com evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco

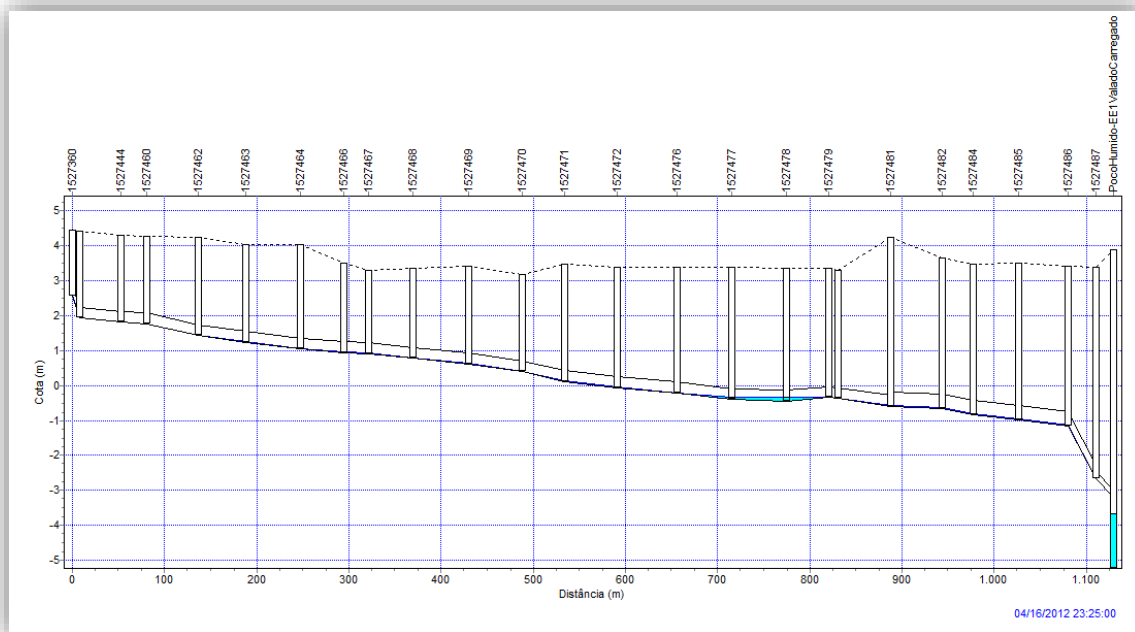


Figura A7 – Perfil longitudinal do emissário da Vala do carregado até à instalação elevatória EE1, com a evolução das alturas de escoamento, para o pico de caudal em situação de tempo seco

TEMPO HÚMIDO

No Quadro A16, apresenta-se o número de trechos que não cumprem o critério da velocidade de escoamento mínima regulamentar, para o período de tempo húmido. Apresenta-se, juntamente, a identificação da câmara de visita de montante e jusante, a identificação do sistema interceptor, e a velocidade de ponta obtida.

Quadro A16 – Conjunto de trechos do subsistema de drenagem que não cumprem o critério da velocidade mínima regulamentar, em situação de tempo húmido

Troço		Interceptor	Vmax (m/s)
Montante	Jusante		
146512	146514	Alhandra- A	0.85
146529	146554	Alhandra- A	0.86
146554	147191	Alhandra- A	0.88
147191	147250	Alhandra- A	0.78
147250	147259	Alhandra- A	0.7
147259	147261	Alhandra- A	0.79
147261	147262	Alhandra- A	0.81
147262	147263	Alhandra- A	0.85
147263	147267	Alhandra- A	0.77
147273	147274	Alhandra- A	0.83
147274	147275	Alhandra- A	0.83
147275	147276	Alhandra- A	0.82
147276	147277	Alhandra- A	0.7
147277	A40	Alhandra- A	0.49
A40	A41	Alhandra- A	0.2
147312	147313	Alhandra- A	0.68
147313	147072	Alhandra- A	0.63
DTA31M	147267	Alhandra- A	0.68
DTA41M	147930	Alhandra- A	0.6
147052	147053	Alhandra-B	0.24
147053	147054	Alhandra-B	0.35
147054	147055	Alhandra-B	0.24
147055	147056	Alhandra-B	0.21
147056	147057	Alhandra-B	0.1
147057	147058	Alhandra-B	0.41
147058	147059	Alhandra-B	0.76
147059	147060	Alhandra-B	0.73
147065	147066	Alhandra-B	0.87
146420	146422	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.86
146425	146426	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.87
146426	146427	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.88
146429	146430	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.84
146430	146431	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.79
146431	146432	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.88
146612	146650	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.84
146650	146651	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.85
146651	146652	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.81
1528561	146569	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.3
1528634	146656	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.33
1528684	146659	Alhandra e Vila Franca de Xira	0.6