

Instituto Superior de Engenharia do Porto

Modelação Dinâmica de Sistemas de Drenagem Urbana. Aplicação a um caso de estudo

Tese em Ambiente Empresarial

Mestrado em Engenharia Civil - 2º ano

Ramo de Infraestruturas e Ambiente

Paulo César Morgado Ferreira N°1120957

Outubro 2014

À minha família

“It has been said that the computer is incredibly fast, accurate and stupid; users are unbelievably slow, inaccurate and brilliant - the combination is an opportunity beyond imagination”

Source Unknown

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação representa o concluir de mais uma etapa, um dos objetivos traçados, que não teria conseguido sem o apoio incansável e a amizade fundamental de diversas pessoas para as quais aproveito a oportunidade para agradecer.

À Noraqua Lda, empresa que me acolheu durante vários meses, e que possibilitou a realização desta dissertação. Ao Engenheiro Luís Valente, pelo acolhimento na empresa, simpatia, oportunidade e ajuda que sempre disponibilizou, tendo colocado ao meu alcance todos os meios necessários à elaboração da mesma.

À SIMDOURO, S.A. e à Be Water, S.A. pela disponibilidade de meios e as facilidades concedidas, no que respeita aos elementos necessários para o caso de estudo.

Ao meu orientador, Engenheiro Pedro Leite, por toda a ajuda dada, quer pela disponibilidade, amizade, conhecimentos transmitidos, constantes incentivos e motivações, sugestões, todo o interesse que sempre demonstrou e que contribuiu para o desenvolvimento deste trabalho. Obrigado também pelo enriquecimento técnico e científico e ainda pela revisão do texto.

Aos colaboradores da Noraqua, com quem tive o prazer de passar seis meses, pelo acolhimento que me deram, total disponibilidade, esclarecimentos que prestaram, partilha de conhecimentos, boa disposição, conversas, conselhos, risos, cantigas, bolos, enfim, todos os apoios que tive e que me auxiliaram sempre da melhor maneira. Muito obrigado e força equipa, continuem assim!

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 incondicional. É maravilhoso ter amigos verdadeiros! Obrigado Tiago, Fabrizio, Lota, Milú, Diogo, Txinha, Xinua, Xico, Diana, Fred, Arcos, Marina e Tânia.

Por último, mas mais importante, ao meu pilar, a minha família. Aos meus pais, aos meus irmãos, aos meus segundos pais (as minhas tias!) e aos meus primos. Obrigado por toda a força, preocupação, ajuda, orientação, amor, a eles devo tudo o que fui, sou e serei.

Em especial, aos meus pais, pelo papel que tem desempenhado na minha vida, por me ensinarem a ser uma pessoa pura, simples e honesta, dizendo sempre que ninguém dá nada a ninguém, que tem que se ir atrás para obter resultados. Foram estas estas palavras que sempre me deram força para continuar Mãe e Pai!

“O melhor lugar do mundo é ao lado de quem nos faz feliz!”. Desde o gosto pela profissão que escolhi para o meu futuro, a amizade dos meus amigos e o amor da minha família. Obrigado!

RESUMO

A crescente expansão urbana e o incremento das exigências ambientais e financeiras promovem a implementação de abordagens sustentáveis para a gestão das infraestruturas sanitárias. Assim, o recurso a instrumentos de monitorização e à modelação matemática surge como o caminho para a racionalização do investimento e a otimização dos sistemas existentes.

Neste contexto, a modelação dinâmica de sistemas de drenagem urbana assume relevância para o controlo e redução dos caudais em excesso e das descargas de poluentes nos meios recetores, resultantes de um incremento significativo de afluências pluviais indevidas, de problemas de sub-dimensionamento ou falta de operação e manutenção.

O objetivo da presente dissertação consiste na modelação, calibração e diagnóstico do sistema interceptor de Lordelo utilizando o *software Storm Water Management Model*, através dos dados recolhidos a partir do projeto de Reabilitação dos interceptores de Lordelo, elaborado pela Noraqua. A modelação considera a avaliação das afluências de tempo seco e as afluências pluviais pelo *software Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning Toolbox*.

Com efeito, a simulação dinâmica, permitiu um conhecimento mais detalhado do sistema, avaliando a capacidade hidráulica e localizando os pontos propícios a inundações. Assim, foi possível testar soluções de beneficiação do sistema, englobando a problemática das afluências pluviais indevidas calibradas.

Apesar das dificuldades sentidas face à qualidade dos dados existentes, verificou-se que o *SSOAP* e o *SWMM* são ferramentas úteis na deteção, diagnóstico e redução dos caudais em excesso e que o procedimento utilizado pode ser aplicado a sistemas semelhantes, como

forma de definir a melhor solução técnica e económica ao nível do planeamento, operação e reabilitação do sistema.

Palavras-chave

Caudais em excesso, Afluências Pluviais Indevidas, Modelação Dinâmica, *SSOAP* e *SWMM*

ABSTRACT

The vast urban expansion and the development of environmental and financial's demands promotes the implementation of sustainable approaches for the management of health infrastructures. Consequently, the support of monitoring and mathematical modelling instruments emerges as the way to rationalize the investment and the optimization of the existing systems.

In this context, the dynamic modelling of the urban drainage system assumes its relevance in the control and reduction of the excessive flow and in pollutant discharges into the natural environment, caused by a considerable proportion of derived inflow and infiltration rainfall, sub-dimensional problems and scaling to a lack of operation and maintenance.

The aim of this thesis consists in the modelling, calibration and diagnosis of the Lordelo's interceptor system using the Storm Water Management Model software application, with data collected from the Lordelo's interceptor Rehabilitation Project developed by Noraqua. The modelling considers the evaluation of dry weather flows and the rainfall derived inflow and infiltration rainfall by Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning Toolbox software.

As a fact, the dynamic simulation have provided a more detailed knowledge of the system, enabling the assessment of its hydraulic capacity and locating critical points regarding flooding. As well, it was possible to test solutions for the improvement of the system, embracing the issue of rainfall derived inflow and infiltration's calibration.

Despite the difficulties encountered due to the quality of the existing data, it was perceived that the SSOAP and SWMM are useful software in the detection, diagnosis and in the reduction of extraneous flow and that the procedures used can be applied to similar systems,

as a way of defining the best technical and economic solution in the planning, operation and rehabilitation of a system.

Keywords

Extraneous flow, Rainfall-Derived Inflow and Infiltration, Dynamic Modelling, SSOAP and SWMM

ÍNDICE DE TEXTO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Iniciais	1
1.2. Objetivo.....	2
1.3. Estrutura do Relatório.....	3
1.4. A Noraqua	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. Modelação matemática de sistemas de drenagem urbana	5
2.2. Sistemas de drenagem urbana.....	7
2.3. Descarga de águas residuais em excesso (Sanitary Sewer Overflow – SSO)	8
2.4. Decomposição genérica do hidrograma de águas residuais aquando de um evento de precipitação	11
2.5. Metodologias de Previsão de RDII	16
2.6. Método do hidrograma unitário de afluências pluviais indevidas (Método RTK)	20
2.7. Modelo Matemático USEPA SWMM (Storm Water Management Model)	23
2.7.1. Descrição Sumária.....	23
2.7.2. Modelos Hidrológicos	31
2.7.3. Modelos Hidráulicos.....	33
2.8. SSOAP – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning	36
2.8.1. Gestão de Informação	38
2.8.2. Análise dos eventos RDII.....	38
2.8.3. Geração do hidrograma RDII.....	40
2.8.4. Interface com o <i>SWMM</i>	41
2.8.5. <i>SWMM5</i>	41
2.8.6. Ferramenta de suporte à avaliação.....	41

3.	PROJETO DE REABILITAÇÃO DO INTERCETOR DE LORDELO	43
3.1.	Caracterização do sistema interceptor existente.....	43
3.2.	Levantamento Cadastral e Inspeção do Sistema	46
3.3.	Principais problemas diagnosticados	46
3.4.	Estação de Tratamento de Águas Residuais do Campo	50
3.5.	Recolha de dados.....	51
3.5.1.	Dados de base do projeto “Reabilitação do Intercetor de Lordelo”	51
3.5.2.	Análise da medição de caudal e dos registos de precipitação.....	53
3.6.	Avaliação preliminar do custo económico das afluências indevidas	54
4.	PROCEDIMENTO DE CONSTRUÇÃO DO MODELO NO SWMM.....	55
4.1.	Construção do modelo físico	56
4.1.1.	Sistema Físico.....	56
4.1.2.	Dados de base ao modelo do interceptor de Lordelo	62
4.1.3.	Opções de Simulação	66
5.	DEFINIÇÃO E CALIBRAÇÃO DAS AFLUÊNCIAS AO SISTEMA	71
5.1.1.	Método para a seleção do período de tempo seco.....	72
5.1.2.	Definição do período de tempo seco.....	72
5.1.3.	Hidrograma padrão de tempo seco.....	74
5.1.4.	Cálculo da componente de infiltração de base.....	75
5.1.5.	Definição do hidrograma de tempo seco por sub-bacia.....	76
5.1.6.	Calibração do hidrograma de tempo seco no <i>SWMM</i>	78
5.2.	Definição e calibração dos eventos de afluência indevida ao sistema	79
5.2.1.	Identificação dos eventos de precipitação.....	79
5.2.2.	Critério de classificação dos eventos de precipitação.....	84
5.2.3.	Metodologia para definição dos parâmetros RTK	87

5.2.4.	Calibração da afluência pluvial no <i>SWMM</i>	93
6.	DIAGNÓSTICO HIDRÁULICO E SANITÁRIO DO MODELO	97
6.1.	Cenário 1	98
6.1.1.	Inclinações máximas e mínimas.....	98
6.1.2.	Velocidades máximas e mínimas	99
6.1.3.	Altura de escoamento máxima.....	99
6.2.	Cenário 2	101
6.2.1.	Velocidades máximas e mínimas	101
6.2.2.	Altura de escoamento máxima.....	102
6.3.	Cenário 3	103
6.3.1.	Hietograma de projeto	103
6.3.2.	Velocidades Máximas e Mínimas.....	105
6.3.3.	Alturas de Escoamento Máximas	106
6.3.4.	Volumes Totais Afluentes	109
6.4.	Cenário 4	112
6.4.1.	Aumento da capacidade de transporte do sistema interceptor (Hipótese 1). 113	
6.4.2.	Limitação do caudal admitido ao sistema (Hipótese 2)	116
6.4.3.	Redução das afluências pluviais indevidas ao sistema (Hipótese 3)	118
6.5.	Solução de reabilitação a implementar	120
7.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	123
7.1.	Conclusões	123
7.2.	Sugestões para Trabalhos Futuros	125
8.	BIBLIOGRAFIA	127

ANEXOS

Anexo A – Caracterização do Sistema Intercetor de Lordelo

Anexo B – Recolha da Informação Existente

Anexo C – Resultados da Calibração das Afluências ao Modelo – Programa *SSOAP*

Anexo D – Resultados da Modelação Dinâmica do Intercetor de Lordelo – Programa
SWMM

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Situações em que a capacidade do sistema é ultrapassada.....	9
Figura 2. Componentes do caudal de tempo húmido de um sistema de drenagem de águas residuais (adaptado de VALLABHANENI & CAMP (2007)).....	11
Figura 3. Afluências pluviais diretas/indiretas de um sistema de drenagem de águas residuais (adaptado de VALLABHANENI et al., 2008)	14
Figura 4. Exemplo de um hidrograma triangular unitário	20
Figura 5. Representação da soma dos três hidrogramas unitários.....	21
Figura 6. Interligação de objetos no modelo <i>SWMM</i>	24
Figura 7. Interface Gráfica do <i>SWMM</i>	26
Figura 8. Relação entre os módulos estruturais do <i>SWMM</i> (retirado de AMORIM et al. (2011))	27
Figura 9. Exemplo dos objetos físicos utilizados pelo <i>SWMM</i> para modelar um sistema de drenagem	28
Figura 10. Modelo de Propagação de Escoamento Superficial utilizado pelo <i>SWMM</i> (adaptado de BRITO, 2006)	32
Figura 11. Ilustração da organização do <i>SSOAP Toolbox</i> , incluindo as diversas componentes	37
Figura 12. Eventos de afluências pluviais indevidas com módulo de análise dos eventos RDII	38
Figura 13. Curva de Ajuste do hidrograma unitário na interface gráfica do <i>SSOAP Toolbox</i> (S. VALLABHANENI & CAMP, 2007)	40
Figura 14. Traçado do sistema interceptor de Lordelo	45

Figura 15. Conjunto de anomalias verificadas no sistema Intercetor de Lordelo: a) Câmara de visita com tampa em betão; b) câmara de visita com desgaste da envolvente; c) escorrecias ao longo do muro; d) câmara de visita com soleira partida.....	47
Figura 16. Estação de Tratamento de Águas Residuais do Campo (retirado de WATER, 2014)	50
Figura 17. Caudais diários no medidor de caudal e altura de precipitação no período de Outubro de 2011 a Dezembro de 2013	53
Figura 18. Exemplo do cadastro das câmaras de visita do intercetor de Pena-Moinhos (representado a cinza, a informação em falta).....	57
Figura 19. Exemplo do cadastro dos coletores do intercetor de Pena-Moinhos (representado a cinza a informação em falta).....	57
Figura 20. Interface do <i>SWMM</i> para a introdução das características na câmara de visita cv.142	58
Figura 21. Interface do <i>SWMM</i> para a introdução das características dos coletores (à esquerda) e interface do <i>SWMM</i> para a introdução da geometria dos coletores (à direita)	59
Figura 22. Representação esquemática no <i>SWMM</i> das propriedades que relacionam as câmaras de visita com os coletores.....	60
Figura 23. Interface do <i>SWMM</i> para a introdução das características no ponto de saída do sistema	61
Figura 24. Interface do <i>SWMM</i> para a introdução dos descarregadores (à esquerda) e exemplo da curva característica de uma válvula de regulação de caudal do tipo “flutuador” (à direita)	62
Figura 25. Modelo do sistema intercetor de Lordelo no <i>SWMM</i>	62

Figura 26. Interface do <i>SWMM</i> para atribuição do caudal de tempo seco na câmara de visita cv.1 e definição do padrão diurno associado.....	63
Figura 27. Interface do <i>SWMM</i> para a introdução parâmetros RTK na câmara de visita cv.1	64
Figura 28. Esquema de uma série temporal com dados de precipitação, definida no <i>SWMM</i>	66
Figura 29. Selecção do periodo de tempo seco – Método Convencional.....	73
Figura 30. Curva média e caudal médio para os dias úteis	74
Figura 31. Curva média e caudal médio para o fim-de-semana.....	74
Figura 32. Hidrogramas padrão de tempo seco (semana e final de semana).....	75
Figura 33. Padrão ao longo do dia a utilizar nos dias úteis da semana para todas as contribuições domésticas afluentes	77
Figura 34. Calibração do modelo para tempo seco com base nos registos em dias de semana.....	78
Figura 35. Eventos RDII com hietograma associado, do evento 1 a 9.....	82
Figura 36. Eventos RDII com hietograma associado, do evento 10 a 18	83
Figura 37. Relação entre R e a altura total de precipitação.....	84
Figura 38. Relação entre R e a duração do evento	85
Figura 39. Relação entre R e a intensidade média de precipitação	85
Figura 40. Relação entre RDII e a intensidade máxima de precipitação	86
Figura 41. Exemplo Gráfico RDII e Parâmetros RTK específicos de um evento individual	87
Figura 42. Representação dos eventos 3 e 15.....	90
Figura 43. Hidrograma RDII e registo de precipitação para os eventos de precipitação 1, 6, 9 e 10	91

Figura 44. Hidrograma simulado e observado após a calibração dos parâmetros RTK.....	94
Figura 45. Hidrograma observado e simulado para o evento 11 (evento pluviométrico de 05/07/2012).....	96
Figura 46. Hidrograma observado e simulado para o evento 16 (evento pluviométrico de 01/08/2013).....	96
Figura 47. Perfil Hidráulico entre as cv.219 e cv.223	101
Figura 48. Representação da relação entre a altura do escoamento e o diâmetro no Cenário 2	103
Figura 49. Representação do hietograma de projeto (retirado de FERRAZ, 2013).....	104
Figura 50. Hietograma de projeto para $T = 2$ anos	104
Figura 51. Hietograma de projeto para $T = 5$ anos	105
Figura 52. Hietograma de projeto para $T = 10$ anos.....	105
Figura 53. Contabilização do número de coletores com velocidades não regulamentar em função do período de retorno	106
Figura 54. Perfil hidráulico da zona III para um período de retorno de 2 anos ($T= 2$ anos)	108
Figura 55. Perfil hidráulico da zona III para um período de retorno de 5 anos ($T=5$ anos)	108
Figura 56. Capacidade dos coletores do sistema interceptor face ao cenário 3.....	109
Figura 57. Caudal descarregado na câmara de visita cv.147 ($T=2$ anos)	111
Figura 58. Caudal descarregado nas câmaras de visita cv.147 e cv.142 ($T=5$ anos)	111
Figura 59. Caudal descarregado nas câmaras de visita cv.147 e cv.142 ($T=10$ anos)	111
Figura 60. Balanço dos caudais totais afluentes, de saída e descarregados para o hietograma de projeto com $T=10$ anos	112

Figura 61 Capacidade dos coletores do sistema interceptor após o aumento dos diâmetros	114
Figura 62. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 2 anos	115
Figura 63. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 5 anos	115
Figura 64. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 10 anos	115
Figura 65. Caudais afluentes a jusante do sistema para a Hipótese 2	117
Figura 66. Caudais diários afluentes a jusante do sistema referentes às simulações da hipótese 1 e hipótese 3	120

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1. Tabela resumo dos métodos de estimativa de aflúências pluviais indevidas (<i>Rainfall derived Infiltration/Inflows - RDII</i>).....	17
Quadro 2. Capacidades do <i>software</i> para fenómenos hidrológicos e hidráulicos (EPA, 2014) 25	
Quadro 3. Resumo dos módulos disponibilizados pelo <i>SWMM</i>	27
Quadro 4. Resumo do levantamento cadastral do sistema interceptor.....	48
Quadro 5. Principais características da ETAR de Campo (WATER, 2014)	50
Quadro 6. População por bacia de drenagem afluyente ao sistema interceptor de Lordelo ...	52
Quadro 7. Áreas contributivas das bacias de drenagem afluentes a cada ponto de entrega 65	
Quadro 8. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação, relativamente às opções gerais – General Options	67
Quadro 9. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação, relativamente às opções dos intervalos de tempo – Time Step options	68
Quadro 10. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação, relativamente às opções da Onda Dinâmica – Dynamic Wave.....	69
Quadro 11. Estimativa das aflúências de tempo seco ao Intercetor de Lordelo.....	77
Quadro 12. Critérios para a validação da calibração em tempo seco	78
Quadro 13. Resultados dos eventos de precipitação e respetivo evento RDII.....	81
Quadro 14. Parâmetros, a e b, das curvas IDF para o distrito do Porto (retirado de MARTINS (2000), adaptado de MATOS (1987)).....	86
Quadro 15. Eventos de precipitação por períodos de retorno.....	87
Quadro 16. Critérios para definição dos parâmetros RTK.....	88

Quadro 17. Características dos eventos de precipitação para os 18 eventos de precipitação.

88

Quadro 18. Parâmetros RTK dos eventos RDII selecionados.....	89
Quadro 19. Cálculo do erro volumétrico e de caudal de ponta – Evento 6	92
Quadro 20. Critérios de validação e calibração do caudal de tempo húmido	93
Quadro 21 Parâmetros antes e após a calibração	94
Quadro 22. Parâmetros RTK para os dois conjuntos de bacias de drenagem.....	95
Quadro 23. Erros volumétrico e do caudal de ponta para os eventos 11 e 16	96
Quadro 24. Contabilização do número de coletores com inclinação não regulamentar.....	99
Quadro 25. Contabilização do número dos coletores com velocidades não regulamentar no Cenário 1	99
Quadro 26. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento não regulamentar – Cenário 1	100
Quadro 27. Contabilização do número de coletores com velocidades não regulamentar no Cenário 2.....	102
Quadro 28. Contabilização do número coletores com altura de escoamento não regulamentar no Cenário 2	102
Quadro 29. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento superior ao regulamentar no Cenário 3	107
Quadro 30. Contabilização do número de coletores com escoamento em seção cheia no Cenário 3.....	107
Quadro 31. Volume diário de entrada e saída em cada zona do interceptor em tempo seco e para os eventos de precipitação de projeto.....	110
Quadro 32. Contabilização do número de coletores com velocidade superior ao regulamentar no Cenário 4 – Hipótese 1 (T=2, 5 e 10 anos).....	113

Quadro 33. Caudal máximo admitido e volume descarregado na opção de limitação de caudal nos pontos de entrega	117
Quadro 34. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento não regulamentar no Cenário 4 – Hipótese 2 (T=2 Anos).....	118
Quadro 35. Parâmetros RTK para os pontos de entrega de I1,I2,I3,I4,I5,I13,I15,16,19 e I20	

ACRÓNIMOS

BWF – Base Wastewater Flow

CDM – Camp Dresser & McKee

CN – Curve Number (Número de Escoamento)

CRADA – Cooperative Research and Development Agreement

DMT – Database Management Tool

DN – Diâmetro Nominal

DWF – Dry Weather Flow

ECMWF – European Centre for Medium-Range Weather Forecasts

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

GWI – Groundwater Infiltration

IDF – Intensidade-Duração-Frequência

IWPC – Institute of Water Pollution Control

PVC – Policloreto de Vinila

RDII – Rainfall-Derived Inflow and Infiltration

RGSPDADAR – Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais

SIG – Sistema de Informação Geográfica

SIMDOURO – Saneamento do Grande Porto, S.A

SSO – Sanitary Sewer Overflow

SSOAP TOOLBOX – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning

SWMM – Storm Water Management Model

U.S. EPA – United States Environmental Protection Agency

WAPUG – Wastewater Planning Users Group

WERF – Water Environment Research Foundation

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

A contínua expansão urbana e a degradação das infraestruturas de drenagem tem criado problemas e dificuldades acrescidas ao desenvolvimento e ao funcionamento dos sistemas de drenagem urbana, como seja, a descarga do caudal em excesso, situações de escoamento superficial (inundações), poluição das águas recetoras, das águas subterrâneas e do solo, e o escoamento em secção cheia com o aumento da degradação do próprio sistema. Por outro lado, identifica-se um aumento dos custos unitários de transporte e tratamento, associados ao incremento dos custos com energia, manutenção e operação das infraestruturas (MATOS, 2006).

Estes problemas devem-se essencialmente ao envelhecimento da rede existente, ao volume excessivo de infiltrações e de aflúências pluviais nas redes separativas, à limitada capacidade da rede de drenagem e à falta de manutenção dos sistemas.

Entre as diversas causas, as aflúências indevidas têm-se apresentado cada vez mais como um dos principais problemas para a operação dos sistemas de drenagem e das estações de tratamento, o que se pode tornar crítico a médio ou longo prazo, face às consequências associadas ao nível técnico, económico, saúde pública e ambiental. Assim, as entidades gestoras têm-se debatido com a implementação de estratégias e metodologias de gestão para o controlo desta problemática.

O controlo das aflúências pluviais assenta no conhecimento do funcionamento do sistema de drenagem, assim como, em metodologias de avaliação e previsão dos caudais de aflúências pluviais indevidas. Nesse sentido, a modelação matemática dos sistemas de drenagem urbana desempenha um papel fundamental na determinação de soluções corretivas e económicas

para o planeamento, gestão e reabilitação deste tipo de sistemas face ao excesso de afluências. Por outro lado, os modelos estão dependentes da capacidade de registos de dados existentes, utilizados numa perspetiva de calibração e validação, sendo que quanto mais detalhado for o sistema a modelar mais eficiente será a sua utilização.

Através da utilização de um modelo de simulação calibrado, a entidade gestora consegue avaliar a capacidade do sistema existente, testar soluções que visam a resolução dos problemas detetados e analisar diferentes formas de explorar o sistema para situações atuais e futuras.

1.2. Objetivo

A presente dissertação tem como principal objetivo avaliar o sistema interceptor de Lordelo, sob gestão e exploração da empresa SIMDOURO, S.A., anteriormente objeto de estudo e projeto de reabilitação pela Noraqua, segundo o prisma da modelação hidráulica. Assim, a definição do trabalho baseou-se em 3 vertentes:

- A construção do modelo hidráulico válido e coerente do sistema no *SWMM – Storm Water Management Model*;
- A definição de uma metodologia de previsão das afluências pluviais indevidas através de uma correlação entre os dados de caudal e os registos de precipitação. Relativamente a este ponto promoveu-se a integração do *SSOAP – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning Toolbox* e da metodologia RTK preconizada;
- O diagnóstico do funcionamento hidráulico do sistema e a identificação de problemas através do modelo hidráulico construído e das afluências pluviais indevidas calibradas;

- Apresentação e simulação de três propostas de intervenção globais, visando a melhoria do comportamento do sistema

1.3. Estrutura do Relatório

A presente dissertação é composta por oito capítulos.

No capítulo 1 faz-se uma introdução, na qual se apresenta a temática abordada na presente dissertação, a enumeração dos objetivos e ainda a organização da dissertação.

O Capítulo 2, designado por revisão bibliográfica, apesar de conter uma breve abordagem aos procedimentos associados à modelação matemática, foca-se nas metodologias de avaliação e previsão das aflúências indevidas, em especial no método do hidrograma unitário. Esta decisão baseia-se na importância do fenómeno das aflúências indevidas para o caso de estudo, e por outro lado, no facto da metodologia de modelação, calibração e diagnóstico empregue ser consensual e os resultados satisfatórios. É, de ainda, salientar, que será abordado uma descrição geral dos *softwares SWMM* e *SSOAP Toolbox*.

O Capítulo 3 compreende uma caracterização geral do sistema interceptor de Lordelo, bem como, a recolha da informação, o diagnóstico dos problemas existentes e a avaliação preliminar do custo económico associados às aflúências indevidas.

O Capítulo 4 apresenta o procedimento de construção do modelo representativo do sistema interceptor de Lordelo.

O Capítulo 5 é dedicado à calibração e validação das aflúências ao modelo construído, nomeadamente os hidrogramas de aflúências de tempo seco e a definição dos parâmetros RTK, indispensáveis à caracterização do hidrogramas de aflúências indevidas. É importante

referir a utilização do *SSOAP Toolbox* enquanto ferramenta base para análise e avaliação da resposta do sistema aos eventos de precipitação.

No Capítulo 6 é apresentado um diagnóstico do funcionamento hidráulico baseado na modelação hidráulica do sistema Intercetor de Lordelo para cenários de tempo seco e húmido. A avaliação anterior serve de base à definição de proposta de intervenção no sistema.

No Capítulo 7 sintetizam-se as ilações retiradas ao longo da dissertação e propõem-se sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, o Capítulo 8 apresenta as referências bibliográficas utilizadas no desenvolvimento da presente dissertação.

1.4. A Noraqua

A Noraqua, Consultores de Engenharia, Lda, empresa onde foi levado a cabo o presente estágio, foi fundada no ano de 1981 através do conhecimento técnico e experiência profissional dos seus sócios fundadores na área da Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente. A meta da Noraqua é permitir granjear o privilégio e honra da responsabilidade na realização de estudos de Saneamento Básico (Sistemas de Abastecimento em Alta, ETAR'S, etc), para Municípios e empresas Intermunicipais. A experiência e prestígio adquiridos têm possibilitado alargar o campo de intervenção no âmbito das Vias de Comunicação, do Ordenamento do Território, da Gestão e Fiscalização de Obras, dos processos de Otimização e Reabilitação, da Avaliação da Qualidade de Água e outras mais pontuais. A Noraqua defende soluções altamente especializadas e os produtos e serviços desta empresa estão organizados e inseridos em cinco grandes áreas de atuação, nomeadamente os Recursos Hídricos, a Hidráulica Urbana, o Ambiente, as Instalações Prediais e a Cartografia e Registo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo destina-se à apresentação dos elementos da literatura relevantes para o tema em estudo, centrando-se nas afluências pluviais indevidas (*RDII – Rainfall Derived Inflow and Infiltration*) e nos impactos destas num sistema de drenagem de água residual através da sua quantificação, calibração e diagnóstico considerando como ferramenta de base a modelação matemática.

Desta forma, apresenta-se inicialmente uma abordagem à utilização da modelação matemática em sistemas de drenagem urbana e à importância da sua utilização face às características deste tipo de estruturas e problemas específicos. É, ainda, nesta primeira abordagem, apresentada uma revisão dos passos necessários à implementação e à correta utilização de um modelo matemático de simulação de sistemas de drenagem em particular.

De seguida, e contemplando a importância das afluências pluviais indevidas, entendeu-se adequado abordar a definição e a consequência do excesso de caudal nos sistemas de drenagem de água residual. Nesse contexto apresenta-se a composição do hidrograma águas residuais face a determinado evento de precipitação e os métodos disponíveis para estimar e prever o caudal de afluências pluviais indevidas nos sistemas de drenagem, seguindo a abordagem da *USEPA – United States Environmental Protection Agency*, e dando mais ênfase ao método do hidrograma unitário de afluências pluviais indevidas (Método RTK) para a correlação entre os dados de caudal e os registos de precipitação.

2.1. Modelação matemática de sistemas de drenagem urbana

A modelação é uma função matemática cujos parâmetros podem ser ajustados de modo a que a própria função descreva de perto um conjunto de dados empíricos, ou seja, que reproduza com menor ou maior aproximação as quantidades das grandezas nele

interveniente. Os modelos são um recurso cada vez mais utilizado, visto que facilitam a compreensão das implementações que se pretendem efetuar, assim como os impactos e mudanças nos sistemas instalados prevendo as alterações futuras (FRAZÃO, 2011).

A modelação matemática de sistemas de drenagem urbana permite simular o comportamento do escoamento ao longo das diferentes infraestruturas que compõem o sistema, como as redes de drenagem urbana (apoio à gestão técnica), as estações de tratamento de águas residuais (dimensionamento e operação), meio recetor (impactes de descargas) e não esquecendo também os diferentes níveis de complexidade e detalhe da modelação do transporte de sedimentos e da qualidade da água. Os modelos de sistemas de drenagem urbana podem ser empregues para atender aos diferentes objetivos de gestão das infraestruturas nas diversas fases do ciclo de vida ao empreendimento, refletindo-se nas seguintes componentes e respetivas funções (ENSINAS, 2009):

- Planeamento, projeto e construção – estudo e comparação de soluções alternativas;
- Operação e Manutenção – avaliação de desempenho;
- Reabilitação – prever o comportamento para diferentes estratégias de reabilitação.

A diferença fundamental nas diversas abordagens de modelação são a quantidade de dados necessários, a informação que pode ser obtida do modelo e a sofisticação da análise realizada (CÂNDIDO, 2013).

Relativamente às etapas de um processo de modelação de uma rede de drenagem, vários autores como FERREIRA (2006), ENSINAS (2009) e CANDIDO (2013), referem que se deve considerar as seguintes fases:

- Definição do problema, isto é, definição dos processos a modelar e respetivas variáveis, assim como os objetivos a alcançar;
- Recolha da Informação Cadastral (toda a informação disponível);
- Atualização do Cadastro, e verificação da informação cadastral sobre a condição da rede de drenagem;
- Construção do Modelo;
- Monitorização de caudais/precipitação;
- Estabelecimento das condições iniciais e de condições de fronteira;
- *Debugging* (encontrar e/ou reduzir defeitos no código do modelo desenvolvido);
- Calibração e Verificação do Modelo;
- Simulação de diferentes cenários.

Existem diversos modelos matemáticos utilizados a nível da drenagem urbana. Destacam-se o *FLUPOL*, o *MOUSE*, o *SAMBA*, o *SIMPOL*, o *HYDROWORKS* e o *SWMM/SSOAP*. O *software* de drenagem urbana utilizado nesta dissertação é o *SWMM*, por ser um dos mais detalhados e que se encontra disponível gratuitamente sem qualquer custo para as empresas.

2.2. Sistemas de drenagem urbana

Os sistemas de drenagem urbana são projetados, operados e mantidos para recolher todo o caudal que flui e transportar o mesmo caudal para uma estação de tratamento de águas residuais. Como é natural, os sistemas de drenagem urbana lidam com diversos tipos de águas residuais. Dependendo da natureza da qualidade das águas transportadas, os sistemas

de drenagem urbana possuem diferentes classificações, podendo ser separativos, unitários, mistos e separativos parciais ou pseudo-separativos.

Os sistemas de drenagem separativos de águas residuais, 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, são constituído por uma rede de coletores destinada ao transporte de águas residuais domésticas comunitárias (domésticas e industriais) e quantidades limitadas de águas subterrâneas e águas pluviais para uma estação de tratamento de águas residuais.

Assim, os sistemas de drenagem separativos não são projetados para acomodar grandes quantidades de escoamento de águas pluviais provenientes de eventos de precipitação. Quando os caudais excedem a sua capacidade podem ocorrer eventuais descargas não tratadas ou parcialmente tratadas de um sistema de drenagem de águas residuais para o meio ambiente, sendo designadas por descarga de águas residuais em excesso – *Sanitary Sewer Overflow (SSO)*.

2.3. Descarga de águas residuais em excesso (Sanitary Sewer Overflow – SSO)

A descarga do caudal verificado nos sistemas de drenagem pode ser definido como um extravasamento, derrame, descarga ou desvio do caudal de águas residuais do sistema de drenagem para o exterior, antes de alcançar uma estação de tratamento de águas residuais. Quando uma situação destas ocorre, o caudal residual pode ser descarregado em ruas, propriedades, rios e linhas de água. Por sua vez, o caudal descarregado pode contaminar as massas de água superficiais ou subterrâneas, causando sérios problemas na qualidade da mesma.

De um modo geral, o excesso de caudais pode ocorrer em qualquer ponto de um sistema de drenagem, durante o tempo seco (caudal doméstico e industrial) ou durante períodos húmidos (caudal doméstico e industrial sujeito a eventos de precipitação).

Embora os sistemas tenham como função a recolha e transporte do caudal afluyente, os caudais em excesso podem ocorrer ocasionalmente em quase todos os sistemas de drenagem, embora os sistemas tenham como função a recolha e transporte do caudal afluyente. Quando as situações de SSO ocorrem com maior frequência, isso significa que algo está errado com o sistema.

Os caudais em excesso transportados nos sistemas de drenagem de águas residuais acarretam uma redução na eficácia dos sistemas, nomeadamente com a entrada em carga e assoreamento de coletores, inundações de câmaras de visita ou mesmo uma descarga do efluente para o exterior sem tratamento adequado, por incapacidade das instalações de elevação e/ou tratamento

Na Figura 1, representa-se um esquema com a distinção de um coletor sobrecarregado e um coletor extravasado durante a ocorrência de um excesso de caudal no sistema de drenagem.

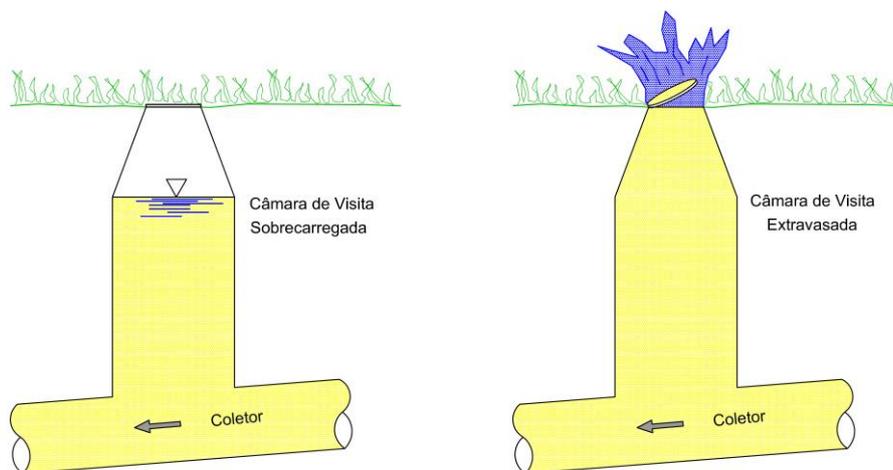


Figura 1. Situações em que a capacidade do sistema é ultrapassada

De acordo com a Agência de Proteção Ambiental (USEPA) dos Estados Unidos (EPA, 2014), os fatores que levam ao extravasamento de caudal de um sistema de drenagem de água residual, se bem dimensionado, são, resumidamente, os seguintes:

- Afluências pluviais diretas e de infiltração (RDII) – excesso de precipitação que entra nos sistemas de drenagem de águas residuais com caudais de ponta elevados, normalmente associados a ligações indevidas, manutenção reduzida e envelhecimento do sistema;
- Sistemas de drenagem com capacidade insuficiente – coletores e/ou bombas subdimensionadas para transportar todos os caudais de redes de drenagem de loteamentos recém-desenvolvidos ou áreas comerciais ou devido ao caudal de ponta húmido no sistema;
- Falhas na tubagem – coletores bloqueados, danificados ou fissurados, acumulação de sedimentos, estabelecimento de coletores e alterações, entre outros;
- Falhas no equipamento – falhas de bombas, falhas de energia;
- Serviço de conexões de drenagem de água residual – descargas que ocorrem em conexões com defeito nos serviços de drenagem de água residual de edifícios.
- Deterioração de sistemas de drenagem – instalação imprópria, manutenção inadequada.

As afluências pluviais indevidas (entrada de águas superficiais e subterrâneas) têm sido reconhecidas como umas das principais fontes de problemas de funcionamento e a principal causa do excesso de caudal verificado nos sistemas de drenagem de águas residuais. Por outro lado, verifica-se um aumento dos preços unitários envolvidos nos custos da operação de tratamento e transporte, nomeadamente devido ao aumento dos custos com reagentes, manutenção e operação de equipamentos, reduzindo-se a eficiência global do sistema. Constituindo um problema multidimensional, não só para o sistema de drenagem, mas

também para as instalações de tratamento de águas residuais (sobrecarga hidráulica e interrupção dos processos biológicos), as aflúncias pluviais indevidas possuem um elevado impacto nas várias vertentes da entidade gestora.

2.4. Decomposição genérica do hidrograma de águas residuais aquando de um evento de precipitação

A Figura 2 representa as várias componentes do caudal de um sistema de drenagem de águas residuais durante um período de ocorrência de precipitação. As três componentes distintas de origem são: i) o caudal de origem doméstica (*BWF – Base Wastewater Flow*); ii) o caudal proveniente da infiltração de base (*GWI – Groundwater Infiltration*); iii) e o caudal de aflúncias indevidas associado ao evento de precipitação (*RDII – Rainfall-Derived Inflow and Infiltration*). Mais adiante, será feita uma abordagem mais detalhada sobre cada uma das componentes.

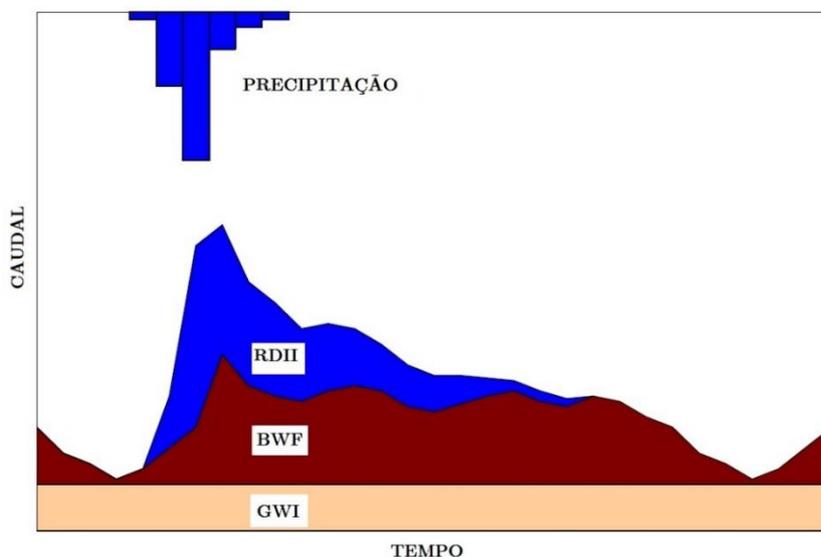


Figura 2. Componentes do caudal de tempo húmido de um sistema de drenagem de águas residuais (adaptado de VALLABHANENI & CAMP (2007))

Caudal de origem doméstica (*BWF*)

O caudal BWF é o caudal de origem residencial, industrial, comercial e institucional que é lançado para um sistema de drenagem de águas residuais para recolha e tratamento. O caudal BWF varia normalmente com o padrão de flutuação diário, decorrente dos consumos da água ao longo de um período de 24 horas, com caudais elevados durante o período da manhã e mais baixo durante a noite. Na maioria dos casos, a média diária é mais ou menos constante, mas que varia nos dias de semana, mensalmente e sazonalmente. O caudal BWF representa, muita das vezes, uma porção significativa dos caudais tratados em instalações de tratamento de águas residuais.

Caudal de Infiltração de base (*GWI*) (EPA, 2014)

O caudal GWI representa a infiltração das águas subterrâneas (níveis freáticos) que entra no sistema de drenagem através das deficiências estruturais presentes nas infraestruturas, como coletores, juntas das tubagens e paredes das câmaras de visita defeituosos. O caudal GWI varia ao longo do ano, aumentando no final do Inverno e na Primavera, com os níveis freáticos e os níveis de humidade do solo a subirem, e diminuindo nas outras épocas (final do Verão). Com a idade dos coletores e a sua deterioração, é também esperado um aumento da quantidade e abrangência do caudal GWI.

O caudal GWI e o caudal BWF juntos compõem o caudal de tempo seco (*DWF – Dry Weather Flow*), que ocorre no sistema de drenagem de águas residuais. Como a medição das componentes de caudal GWI e BWF não é uma ciência exata, existem diversas suposições relacionadas com as percentagens de consumos reais de água e com a decomposição das águas residuais durante a madrugada que são tipicamente utilizados para estimar as componentes de caudais apresentadas. Caso seja possível obter uma medição do caudal de tempo seco (DWF), a percentagem de GWI pode ser calculada simplesmente pela diferença

entre a medição do caudal de tempo seco e o caudal determinado a partir da utilização da água faturada. Em relação à composição das águas residuais durante a madrugada, a quantificação da infiltração de base pode ser deduzida a partir dos registos mínimos de caudal diário em tempo seco, que ocorre usualmente no período entre as 0:00 e as 6:00 (caudal mínimo noturno). Estudos onde foi feita a medição detalhada dos caudais mostram que o caudal noturno é, em média, cerca de 8 a 12% do caudal médio diário sem ocorrência de precipitação para bacias urbanas. De referir ainda, que o caudal GWI pode ser quantificado diretamente através de piezómetros, caso existam na área em análise.

Afluências pluviais diretas e de infiltração (RDII)

O caudal de afluência pluvial indevida (*RDII*) é o caudal que entra na rede de drenagem de águas residuais em resposta direta à intensidade e à duração dos eventos de precipitação (VALLABHANENI & CAMP, 2007). O caudal RDII é a principal componente dos caudais de ponta para tempo húmido, normalmente responsável pelo extravasamento dos sistemas de drenagem de águas residuais (SS0). Os caudais RDII ocorrem durante e após os eventos de precipitação, e terminam quando o padrão de caudal retorna para o nível de pré-precipitação (padrão normal de escoamento de base de tempo seco). Podem ainda ocorrer casos em que as superfícies e os solos acarretam humidade antes do início de um evento e que seja observada uma resposta ou até mesmo casos em que os eventos (geralmente pequenos) não produzam uma resposta do sistema. A quantidade máxima de precipitação que não produz uma resposta no sistema é designada de “abstração inicial”.

Por outro lado, quando o sistema deteta uma resposta, face a um evento de precipitação, o sistema pode obter uma resposta rápida – *inflow* e/ou lenta de infiltração – *infiltration*.

O termo anglo-saxónico “*inflow*”, ou afluência pluvial direta, é o volume de precipitação que entra no sistema de drenagem através das tampas das câmaras de visita, dos ramais de

ligação, das ligações dos tubos de queda, das ligações cruzadas com as redes pluviais, das drenagens das fundações, entre outros. A afluência pluvial direta é normalmente a principal componente de caudal de ponta RDII, uma vez que origina caudais de ponta rápidos e altos após o início de um evento de precipitação e que rapidamente recuam para o escoamento de base.

No que diz respeito à infiltração, refere-se ao volume associado ao aumento do nível das águas subterrâneas, filtrado no solo antes de entrar no sistema de drenagem através de seções de coletores danificadas (quebrados ou rachados), juntas de fuga ou conexões pobres das câmaras de visita, conexões impróprias, entre outras. Os defeitos apresentados podem ocorrer em ambas as porções de passagem de direito público do sistema de drenagem ou em serviços laterais individuais à propriedade privada. Os processos de afluência indireta são decorrentes de um escoamento retardado (sub-superficial), estendendo-se para além do fim de um evento de precipitação e levando algum tempo para voltar ao nível de pré-precipitação, logo tendente a ficar mais tempo no sistema.

A Figura 3 mostra as diversas vias de RDII em sistemas de drenagem de águas residuais.

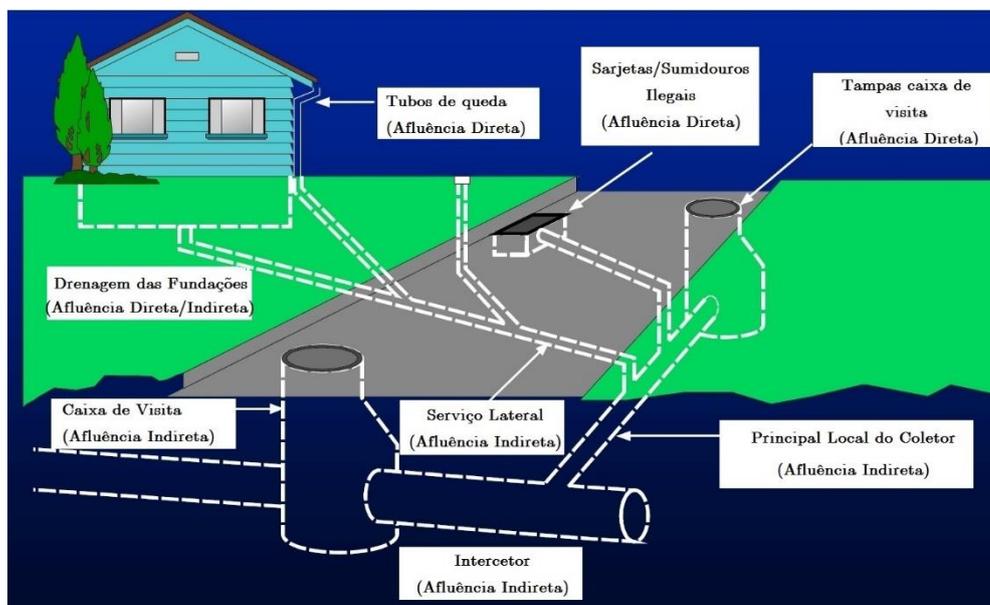


Figura 3. Afluências pluviais diretas/indiretas de um sistema de drenagem de águas residuais (adaptado de VALLABHANENI et al., 2008)

Assim, as afluições indevidas correspondem maioritariamente às componentes de infiltrações de água subterrânea e de caudal pluvial, de afluição direta ou indireta, sendo passíveis de um maior controlo por avaliação do funcionamento dos sistemas e por estabelecimento de um plano de reabilitação da rede.

Os processos hidrológicos no sistema de drenagem de águas residuais não são tão bem compreendidos como os sistemas de drenagem unitários, pois não são projetados para suportar caudais de tempo húmido, sendo portanto difícil modelar com precisão o processo físico, assim como é difícil a obtenção de dados.

Para além de ser necessário possuir um bom conhecimento do sistema de drenagem, são precisos alguns métodos auxiliares para prever os caudais de tempo húmido no sistema. Por isso, a avaliação deste tipo de sistemas é importante para ter uma melhor caracterização de como as afluições pluviais indevidas entram no mesmo e que medidas efetivas devem ser tomadas para reduzir essas mesmas afluições.

Para estimar os caudais de RDII utilizam-se métodos de simulação precipitação-RDII, em que podem ser utilizadas diversas abordagens como algoritmos de precipitação/escoamento, e de infiltração e também abordagens empíricas utilizando parâmetros de um hidrograma unitário (dados de caudal e rotinas RDII).

Para isso, a *USEPA*, juntamente com a *CRADA – Cooperative Research and Development Agreement* e *CDM – Camp Dresser & McKee*, identificou a necessidade de desenvolver ferramentas técnicas úteis para ajudar a comunidade técnica na preparação de planos de mitigação do excesso de caudal de águas residuais em sistemas de drenagem de águas residuais. Procederam-se então à elaboração de diversas metodologias para fazer uma estimativa e previsão de quantidade de RDII (com base na revisão de literatura do *WERF – Water Environment Research Foundation* (BENNET et al., 1999), de um relatório técnico

de orientação e por fim ao desenvolvimento de ferramentas de computador para gestão de dados, análise RDII e dinâmica do escoamento no sistema de drenagem, utilizando o *SWMM*.

2.5. Metodologias de Previsão de RDII

A secção seguinte apresenta uma visão geral dos métodos disponíveis para estimar o caudal RDII, indicados pela *EPA* (EPA, 2014), pelo *WERF* (BENNET et al., 1999) e seguindo diversos autores como VALLABHANENI & CAMP (2007); VALLABHANENI et al. (2008) e MIKALSON et al. (2012). Segundo os diversos autores, são listadas sete categorias de métodos de previsão de RDII., sendo que a maioria podem ser implementadas em *softwares* de modelação hidráulica e/ou hidrológica.

As sete categorias são: i) Método dos rácios característicos (*Constant unit rate*); ii) Método das percentagens de volume precipitado (*R-value*); iii) Método de escoamento em linhas de água (*Percentage of stream flow*); iv) Método do hidrograma unitário (*Synthetic unit hydrograph*); v) Método probabilístico (*Probabilistic method*); vi) Método da correlação com dados de precipitação/caudal em linhas de água (*Predictive equation based on synthetic rainfall/flow regression*); vii) Método da extrapolação com base em modelos de simulação hidrológica (Predictive equation based on synthetic stream flow and basin characteristics).

No Quadro 1 sintetizam-se os métodos de avaliação habitualmente utilizados para caracterização das aflúncias RDII, juntamente com as suas vantagens e desvantagens.

Quadro 1. Tabela resumo dos métodos de estimativa de aflúências pluviais indevidas (*Rainfall derived Infiltration/Inflows - RDII*)

Método	Descrição Resumida	Vantagens	Desvantagens
Rácios Característicos (<i>Constant unit rate</i>)	Rácios em função das características da zona. (por ex. m ³ por mm de precipitação, por unidade de área, m ³ por mm de precipitação, por habitante.	Fácil aplicação e pode ainda ajudar a prever o volume RDII para condições não monitorizadas.	Rácios normalmente não aplicáveis a diferentes áreas. Não permite a representação de variações temporais.
Percentagem de volume precipitado (<i>R-Value</i>)	Calcula o volume RDII como uma percentagem fixa do volume de precipitação a montante. Relação entre o volume de RDII verificado num ponto de monitorização da rede e o volume de precipitação verificado na área de influência dessa estação de monitorização.	Fácil de calcular, desde que existam dados suficientes de monitorização e registos de precipitação para aferir a sua relação. Permite a definição de intervalos de variação de aflúências para bacias de drenagem com monitorização.	Não permite a representação de variações temporais. Necessária informação de um número representativo de eventos de precipitação. Suposições simplificadas sobre os processos físicos que afetam o volume RDII que entra no sistema de drenagem.
Percentagem de escoamento em linhas de água (<i>Percentage of stream flow</i>)	Relação entre dados de caudais de água residual verificados na rede e dados de caudais em linhas de água ou rios existentes na área. Pressupõe a existência de uma boa correlação entre os dois tipos de dados.	Aplicável para dados de caudal disponíveis em bacias hidrográficas calibradas com características semelhantes às da bacia de drenagem	RDII condicionado por bacias de drenagem de dimensão muito inferior às bacias hidrográficas das linhas de água com dados de monitorização (fatores de escala diferentes)
Hidrograma unitário de aflúências pluviais indevidas (<i>Synthetic unit hydrograph</i>)	Pressupõe que as aflúências pluviais indevidas são influenciadas pela intensidade e duração da precipitação, de forma idêntica aos volumes de água pluvial e que a forma do hidrograma unitário correspondente é função das características da bacia de drenagem.	Com a definição do hidrograma unitário, é possível obter resultados para uma ampla gama de eventos de precipitação por proporção da precipitação e duração da mesma.	Poderão ser necessários vários hidrogramas unitários para a representação dos diferentes componentes que constituem as aflúências pluviais indevidas.

Quadro 1. Tabela resumo dos métodos de estimativa de aflúências pluviais indevidas (*Rainfall derived Infiltration/Inflows - RDII*) (continuação)

Método	Descrição Resumida	Vantagens	Desvantagens
Método probabilístico (<i>Probabilistic method</i>)	Toma por base a análise de frequência dos valores de ponta de caudal de águas residuais a longo prazo utilizando a teoria da probabilidade. Adequado para o estabelecimento de uma relação entre o caudal de ponta RDII e o período de retorno associado.	Boa representação da probabilidade de ocorrência de um determinado valor de pico de RDII.	Não permite a obtenção de um hidrograma para eventos de precipitação de específicos. Não é possível a sua aplicação para diferentes tipos de bacias de drenagem, idades e impactos sazonais.
Correlação com dados de precipitação / caudal em linhas de água (<i>Predictive equation based on synthetic rainfall/flow regression</i>)	Utilização de correlações lineares múltiplas para obtenção de uma relação entre dados horários de precipitação (ou de caudal em linhas de água) e valores de RDII.	Permite a obtenção de relações representativas para previsão do hidrograma de RDII (forma e magnitude) para determinados valores de precipitação ou de caudal em linhas de água.	Método bastante sensível à qualidade e quantidade dos dados de precipitação ou de caudal usados para a obtenção das relações. Poderão ser necessárias múltiplas relações para representação de eventos de precipitação com características distintas das anteriores.
Extrapolação com base em modelos de simulação hidrológica (<i>Predictive equation based on synthetic stream flow and basin characteristics</i>)	Utilização de regressões múltiplas para correlacionar resultados de um modelo contínuo de simulação hidrológica calibrado para a região em análise (dados diários de escoamento superficial e subsuperficial) e os diferentes componentes dos caudais de água residual (valores diários de infiltrações de base e de aflúências pluviais indevidas).	Aplicação da teoria de simulação hidrológica à geração de RDII. Poderão ser obtidos bons resultados se houver uma boa calibração do modelo.	Apenas justificável se já existir um modelo desenvolvido e calibrado para a região em avaliação

O relatório realizado por BENNET et al. (1999), a partir da *WERF*, conclui que nenhum método de previsão de RDII é universalmente aplicável devido à variedade de condições do local e de aplicações do sistema (mudanças do sistema e envelhecimento). Por isso, os mesmos autores referem que a maioria dos métodos requer um banco de dados de precipitação e de caudais observados específicos em ambos os períodos secos e períodos húmidos. Todos os métodos requerem uma monitorização contínua e validação dos dados observados para que seja possível avaliar e validar as suas capacidades de previsão, enquanto a quantidade de dados exigida varia.

De acordo com a análise realizada a cada método de previsão RDII, destacam-se, pela *WERF*, os métodos do hidrograma unitário sintético e o método da regressão precipitação/caudal. Ambos os métodos são empíricos com parâmetros calibrados por dados de precipitação e dados de caudal observados e ambos têm sido amplamente aplicados e bem-sucedidos na quantificação e avaliação de RDII em sistemas de drenagem de água residual (nomeadamente nos seus caudais de ponta, volume, previsão para séries temporais singulares e/ou múltiplas).

No entanto, o método que quantifica as componentes individuais de caudal e que tem a capacidade de estimar separadamente o caudal RDII (afluência pluvial direta, afluência pluvial indireta ou ambos) é o método RTK, que utiliza três hidrogramas triangulares para representar as várias formas com que a precipitação contribui para RDII. O método do hidrograma unitário de afluências pluviais indevidas (Método RTK) está incluído nos *softwares SSOAP* e *SWMM*, ambos da *USEPA*, quer para a análise de extravasamentos de sistemas quer para o planeamento de controlo das afluências pluviais indevidas.

De seguida, apresenta-se uma descrição detalhada da aplicação do método RTK.

2.6. Método do hidrograma unitário de aflúncias pluviais indevidas (Método RTK)

O método do hidrograma unitário, mais concretamente o método RTK, é utilizado para simular o caudal RDII através de uma relação característica entre a precipitação e o caudal RDII. A abordagem do método RTK é semelhante à do método do hidrograma unitário aplicado na análise do escoamento de águas pluviais, em que um hidrograma unitário é definido como a resposta de caudal que resulta de uma unidade de precipitação por uma unidade de tempo (VALLABHANENI & CAMP, 2007). O procedimento de definição de um hidrograma unitário triangular é idêntico à da geração de um hidrograma de uma unidade de precipitação com base numa teoria de resposta linear (Figura 4).

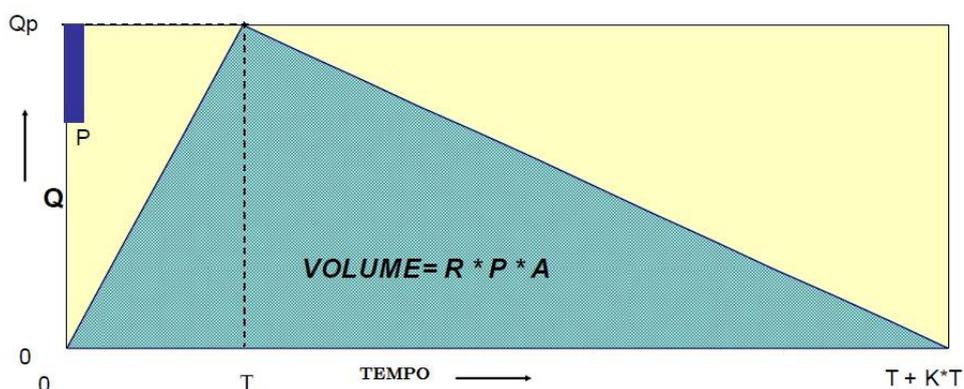


Figura 4. Exemplo de um hidrograma triangular unitário

O hidrograma unitário triangular é essencialmente caracterizado por três parâmetros de calibração, R, T e K. Sendo assim, o hidrograma triangular unitário e os seus parâmetros RTK podem ser definidos por: R – representa a fração de volume total de precipitação que entra no sistema de drenagem como RDII; T – representa o tempo entre o início da precipitação e o pico do hidrograma unitário em horas; K – representa o tempo de declínio do hidrograma unitário triangular; A – área da bacia de drenagem; P – altura de precipitação, para uma unidade de tempo; V – Volume de RDII no hidrograma unitário; QP – Caudal de ponta do hidrograma unitário.

O procedimento de definição do hidrograma unitário do método RTK inclui o desenvolvimento de até três hidrogramas triangulares unitários para cada passo de tempo de precipitação para estimar uma resposta real de caudal RDII. A utilização de múltiplos hidrogramas unitários é necessária para representar as componentes separadas que contribuem para o hidrograma RDII e para representar adequadamente a forma do hidrograma, pois dificilmente se consegue uma representação adequada usando um único hidrograma triangular.

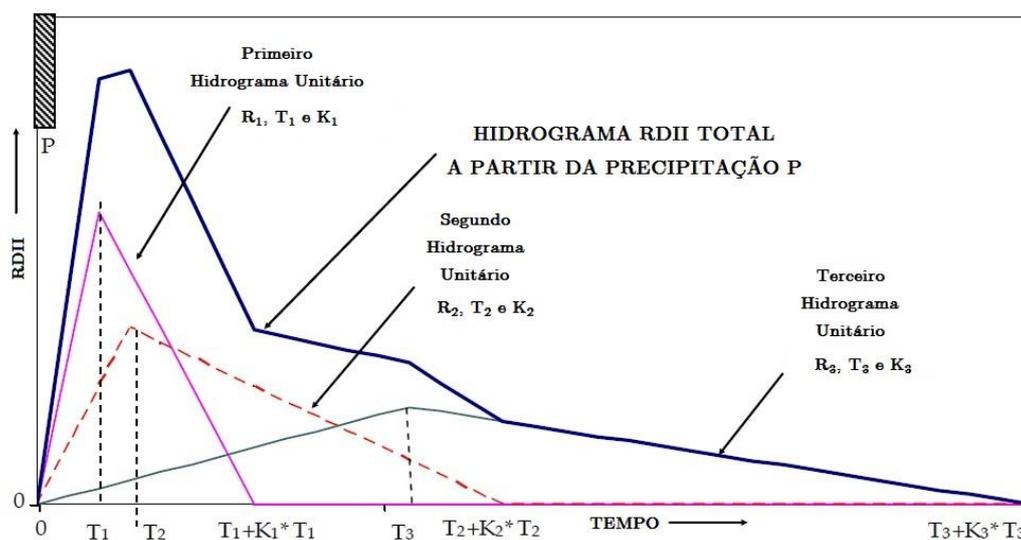


Figura 5. Representação da soma dos três hidrogramas unitários

O primeiro hidrograma unitário triangular (HU1) representa a mais rápida resposta de caudal de afluência pluvial direta. Tem geralmente um valor de T entre 0.5 e 2 h e um valor de K de 1 a 2. O segundo hidrograma (HU2) pode ser considerado tanto como afluência pluvial direta como indireta. Possui um valor de T de 3 a 5 h e um valor de K de 2 a 3. O terceiro hidrograma (HU3) inclui infiltração que pode continuar por muito tempo após o evento de precipitação terminar, nomeadamente a afluência pluvial indireta. Tem o maior valor de T com valores entre 10 e 15 h e um valor de K de 3 a 7.

O segundo passo da metodologia do hidrograma unitário passa pela soma dos três hidrogramas unitários triangulares RDII. A Figura 5 descreve o procedimento do hidrograma

unitário total RDII (somatório dos três hidrogramas triangulares) em resposta a uma unidade de precipitação sobre uma unidade de tempo.

Após a determinação dos valores de R, T e K para os três hidrogramas unitários triangulares, a soma de R1, R2 e R3 deve ser igual ao valor de R total da bacia de drenagem em resposta a uma unidade de precipitação, representado na figura por “P”. O hidrograma RDII total de uma bacia de drenagem pode ser utilizado para outros eventos de precipitação considerando as coordenadas adequadas e os seus desfasamentos. O desafio passa por encontrar a melhor combinação de valores R, T e K para cada um dos hidrogramas triangulares que resultam num hidrograma que melhor se adequa ao hidrograma RDII de ponta e à respetiva forma do caudal observado.

Os benefícios da utilização do hidrograma unitário RDII, juntamente com modelos de simulação, permitem: i) determinar os impactos RDII atuais e futuros; ii) estabelecer condições de linha de base de sistemas de drenagem extravasados; iii) analisar secções de coletores hidraulicamente críticas; iv) avaliar alternativas de mitigação contra os sistemas extravasados, através da redução e gestão de RDII e correspondente armazenamento, transporte e tratamento; v) priorizar bacias de drenagem para avaliação do seu estado; vi) e, por fim, avaliar melhorias de pós-reabilitação.

O método RTK encontra-se incluído como metodologia para previsão do RDII no aplicativo da *EPA*, *SSOAP Toolbox*. É possível interligar o método RTK do *SSOAP* com o aplicativo computacional *SWMM*, também da *USEPA*, através da utilização dos parâmetros RTK associados a câmaras de visita onde as afluências pluviais indevidas estão presentes, tornando-se assim fundamental na análise de sistemas associados a eventos de precipitação.

2.7. Modelo Matemático USEPA SWMM (Storm Water Management Model)

2.7.1. Descrição Sumária

A Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (US *Environment Protection Agency* – *EPA*) juntamente com o seu centro de investigação de abordagens tecnológicas e de gestão de riscos de saúde e meio ambiente (*National Risk Management Research Laboratory*), desenvolveram um programa complexo, *freeware*, de modelação e gestão, de forma a planear, analisar e projetar os impactos relacionados com o escoamento proveniente de águas pluviais nos diferentes sistemas de drenagem urbana (sistemas unitários, separativos pluviais, separativos domésticos), o *Storm Water Management Model (SWMM)*.

O simulador hidráulico, desenvolvido em 1971, consiste num modelo dinâmico que possibilita a simulação do escoamento e/ou poluentes à superfície das bacias de drenagem, analisando a evolução da qualidade e quantidade do escoamento relativa à zona da bacia em questão (em zonas urbanas ou não urbanas) e no interior dos coletores.

O modelo é usado na simulação de eventos singulares ou contínuos, através de dados reais de precipitação e/ou meteorológicos, assim como na caracterização física do sistema a modelar. Dependendo dos parâmetros de entrada e da rede de drenagem introduzidos no *SWMM*, o modelo simula a resposta a chuvadas de intensidade variável no tempo, a neve derretida, a perdas por infiltração, a evaporação, o escoamento superficial, as retenções e ainda a poluição para cada nó de entrada.

A partir dos dados de precipitação e a deposição de poluentes, a carga de escoamento e a quantidade de poluentes gerada atua sobre um conjunto de áreas de captação, as designadas sub-bacias. Esse escoamento superficial é direcionado tendo em conta as características topográficas das sub-bacias (como a área, a inclinação, a forma, a rugosidade e a quantidade

de depressões) e encaminhado até à componente de transporte na rede, que engloba toda a infraestrutura de drenagem (como coletores, canais) e dispositivos de armazenamento, regulação e tratamento (como bombas e aparelhos de regulação). No entanto, parte do escoamento gerado na bacia de receção pode também receber infiltração e transferir parte da água residual para a componente do sistema de transporte. O *SWMM* organiza as diferentes componentes que intervêm na modelação em objetos, podendo estes ser visualizados resumidamente na Figura 6.

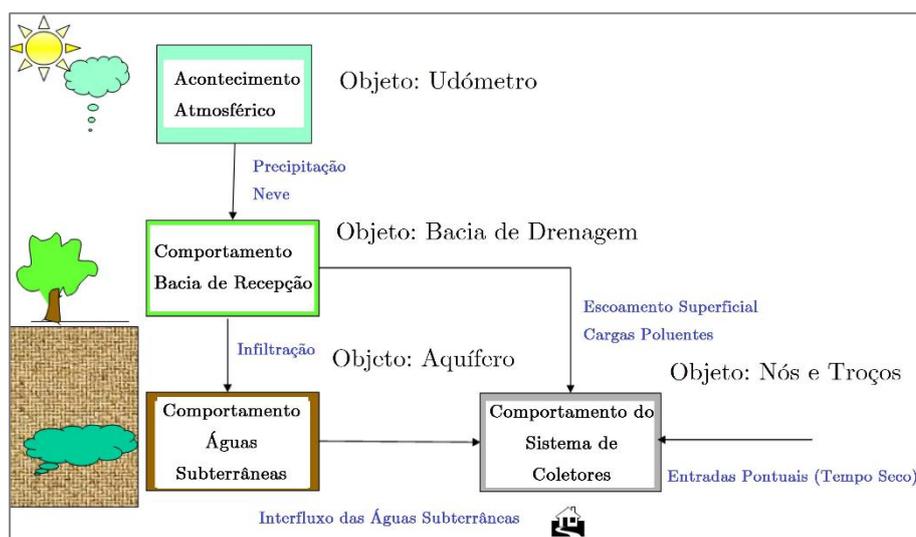


Figura 6. Interligação de objetos no modelo *SWMM*

Dependendo das opções de modelação feitas pelo utilizador, o *SWMM* permite efetuar simulações dos fenómenos hidrológicos, hidráulicos e da qualidade da água da área em estudo (Quadro 2).

Mediante a definição da topologia da rede, características físicas dos diversos componentes e os respetivos dados de entrada, o *SWMM* determina os valores de caudal em cada tubagem e nó, altura de escoamento e qualidade da água e o volume e escoamento gerado em cada sub-bacia, durante o período de simulação.

Quadro 2. Capacidades do *software* para fenómenos hidrológicos e hidráulicos (EPA, 2014)

Fenómenos Hidrológicos	Fenómenos Hidráulicos
evaporação em corpos de água	simula escoamento em redes de comprimento ilimitado com variedade de secções
acumulação de neve/derretimento	modela elementos especiais (unidades de armazenamento, bombas, descarregadores, orifícios)
interceção da precipitação por retenção superficial	recebe dados quantidade/qualidade do escoamento superficial
infiltração da precipitação em solos não saturados	recebe inputs externos sobre a forma de séries temporais
percolação da água infiltrada para o subsolo	utiliza equações <i>Saint-Venant</i> (onda cinemática/ dinâmica)
escoamento entre o subsolo/sistema	aplica regras de controlo definidas pelo utilizador para simular a operação de bombas, abertura e fecho de orifícios
modelação não linear do escoamento superficial	modela ressalto hidráulico, entrada em carga, contra escoamento, e acumulação à superfície

O *SWMM* é um *software* que possibilita a realização de simulações estáticas e dinâmicas do comportamento hidráulico, hidrológico e da qualidade da água em sistemas de drenagem através dos princípios que lhes são inerentes. Desta forma, os modelos que o *SWMM* utiliza podem ser descritos sinteticamente como:

- Hidrograma unitário para estimativa do escoamento superficial;
- Fórmulas de *Horton* e *Green-Ampt*, bem como o número de escoamento (CN) do *Soil Conservation Service*, na modelação dos fenómenos hidrológicos, entrando em linha de conta com a retenção superficial e a infiltração;
- Modelo Cinemático na descrição da propagação do escoamento superficial;
- Modelo dinâmico completo (equações de *Saint-Venant*), modelo cinemático ou modelo difuso para a caracterização da propagação do escoamento na rede de coletores.
- Equações de potência, exponenciais ou de saturação na avaliação do acumular e arrastamento de poluentes no escoamento superficial;

Ao longo dos anos o programa tem vindo a passar por grandes melhorias, sendo que a implementação mais atual do modelo é a versão 5.1.006, lançada em 2014. A versão 5.1.006

corresponde a uma reestruturação completa do programa, apresentando uma interface gráfica em ambiente *Windows*, extremamente funcional, uma vez que fornece um ambiente integrado para edição na área de estudo (cria/edita as suas componentes físicas), dados de entrada, uma execução separada de simulações hidrológicas, hidráulicas e de qualidade da água, e por fim uma visualização dos seus resultados em diversos formatos (gráfico, quadros, mapas coloridos, análises estatísticas, entre outros).

Além da enorme flexibilidade fornecida por este programa, o *SWMM* permite uma integração com ferramentas auxiliares como o *Excel*, o *SIG* – Sistema de Informação Geográfica e o *CAD* – *Computer-Aided Design*, permitindo assim uma automatização das componentes do modelo e edição das mesmas, conforme a Figura 7.

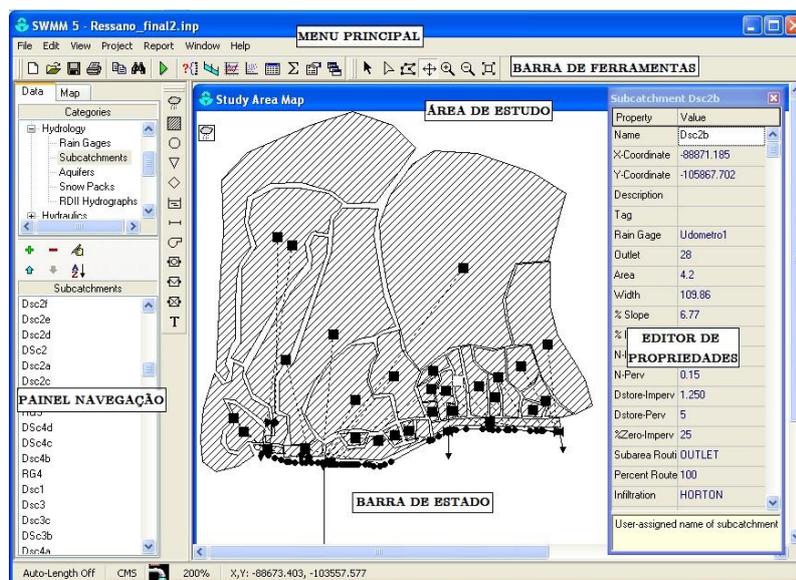


Figura 7. Interface Gráfica do *SWMM*

A nível conceptual, o *SWMM* é apresentado em dez módulos, sendo que quatro são modelos computacionais e seis são modelos de serviço. As simulações ocorridas no *SWMM* são resultado da execução sequencial destes módulos do programa através do módulo adicional *Executive*, apresentando uma inter-relação entre os mesmos. Na Figura 8 apresenta-se a estrutura e as inter-relações dos blocos operacionais fornecidos pelo *SWMM*.

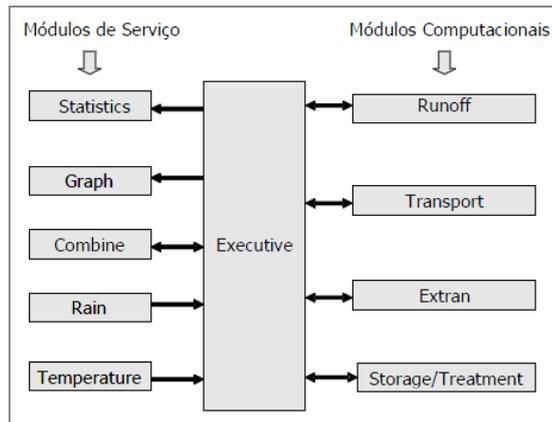


Figura 8. Relação entre os módulos estruturais do *SWMM* (retirado de AMORIM et al. (2011))

De acordo com FRAZÃO (2011), os módulos computacionais são os responsáveis pelas principais rotinas de cálculo do programa, sendo que são auxiliados pelos módulos de Serviço. Essas rotinas são a transformação precipitação-escoamento (*runoff*), a propagação do escoamento na rede de drenagem (*transport*), o cálculo de cargas de poluentes (*extran*) e a simulação de estruturas de controlo quali-quantitativo do escoamento (*storage/treatment*). Porém, os módulos de serviço são os responsáveis pela organização de todos os dados de entrada e saída do programa (*combine*), como os dados de precipitação (*rain*) e temperatura (*temperature*), a análise estatística (*statistics*) e à visualização de gráficos (*graph*). Destaca-se no quadro seguinte as funções resumidas de cada bloco que o *software* possui.

Quadro 3. Resumo dos módulos disponibilizados pelo *SWMM*

Módulos de Serviço	Módulos Computacionais
<i>Statistics</i> : relacionado com as análises estatísticas dos resultados;	<i>Runoff</i> : responsável pela formação do escoamento superficial, através da modelação de processos hidrológicos, como a transformação chuva-escoamento, a evaporação, a infiltração.
<i>Graph</i> : possibilita a apresentação dos dados de saída em forma de gráfico;	<i>Transport</i> : responsável pela propagação do escoamento na rede de drenagem com base no modelo da onda cinemática;
<i>Combine</i> : possibilita a combinação de arquivos de interface;	<i>Extran</i> : responsável pela modelação hidrodinâmica em coletores e canais, uma vez que permite resolver as equações dinâmicas completas do movimento (Equações de Saint-Venant);
<i>Rain</i> : relacionado com a avaliação dos dados de entrada de precipitações;	<i>Storage/Treatment</i> : responsável pelo tratamento e armazenamento da água (integra a componente da qualidade da água).
<i>Temperature</i> : relacionado com a verificação dos dados de entrada de temperatura.	

A utilização do modelo em análise pressupõe o desenho de todas as componentes físicas dos sistema de drenagem a estudar, desde bacias de drenagem, coletores, sistemas de bombagem e câmaras de visita, tal como a definição de curvas de controlo ou definição dos eventos pluviométricos que se pretendem simular. A Figura 9 mostra uma representação dos objetos visualizados no *SWMM*.

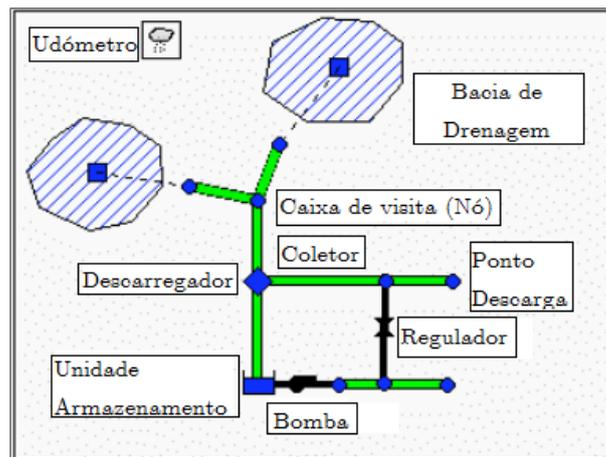


Figura 9. Exemplo dos objetos físicos utilizados pelo SWMM para modelar um sistema de drenagem. Segue-se uma exposição simplificada de algumas componentes do modelo que estão representadas na figura anterior e que serão utilizadas para o presente estudo.

Câmaras de visita (*junctions nodes*): são os nós (câmaras de visita, bacias de retenção, bacias de descarregamento) do sistema de drenagem que convergem nos coletores. A sua definição no *software* é feita através da introdução dos dados relativos à cota da soleira, altura da câmara de visita e atribuição de caudal externo a adicionar, quando aplicável.

Coletores (*conduits*): são tubagens ou canais que conduzem o caudal de um nó para outro no sistema de drenagem a modelar. A definição dos coletores no *SWMM* é feita através da inserção dos seguintes parâmetros: nós de entrada e de saída, comprimento, rugosidade, cotas de tubagem a montante e jusante, diâmetro ou forma da secção.

Bacias de drenagem (*subcatchments*): são representadas como unidades hidrológicas, cujas características físicas (topografia) e de ocupação do solo são determinantes para a quantidade de escoamento gerada, que é direcionada para um único ponto de descarga, podendo esses pontos ser câmaras de visita do sistema de drenagem ou outras bacias de drenagem. A sua definição é realizada pela área de análise (área, % de impermeabilização, declive médio da bacia, largura característica do caminho terrestre percorrida pelo escoamento superficial, coeficientes de *Manning* para escoamentos nas zonas permeáveis e impermeáveis da bacia de definição do modelo de infiltração), e pela identificação do respetivo ponto de descarga.

Posto udométrico (*rain gages*): concede os dados de precipitação para uma ou mais bacias de drenagem na área de estudo. A inserção dos dados de precipitação pode ser definida pelo utilizador ou através de um ficheiro externo.

Descarregadores (*weirs*): são utilizados para modelar estruturas de saída e de desvio. Os descarregadores encontram-se associados a nós, sendo indispensável especificar nós de entrada e de saída. Para a sua definição é necessário especificar: a altura e largura da parede descarregadora aberta; o declive das paredes descarregadoras; o coeficiente de descarga na passagem de caudal pela parte central do descarregador; a existência de uma válvula de retorno. O *SWMM* detém quatro tipos de descarregadores passíveis de modelar, sendo que cada um incorpora uma fórmula diferente para calcular os caudais desviados. Os descarregadores podem ser do tipo *transverse* (forma retangular), do tipo *side flow* (forma retangular), do tipo *V-notch* (triangular) e o do tipo *trapezoidal* (forma trapezoidal).

Bombas (*pumps*): a definição das bombas no *software* de modelação passa pela definição dos níveis de arranque e de paragem, bem como da sua curva característica. Para a introdução da curva característica o *SWMM* possui quatro formas diferentes destas serem

definidas: i) Tipo 1: bomba *off-line* onde o caudal elevado aumenta incrementalmente com o volume de água disponível; ii) Tipo 2: bomba *on-line* onde o caudal elevado aumenta incrementalmente com a profundidade de água no nó de entrada; iii) Tipo 3: bomba *on-line* onde o caudal elevado varia continuamente com a diferença de carga verificada entre os nós de entrada e saída; iv) Tipo 4: bomba *on-line* de velocidade oscilante onde o caudal varia continuamente com a profundidade de água no nó de entrada.

Unidades de armazenamento (*storage units*): a definição das unidades de armazenamento são os nós do sistema que providenciam armazenamento do caudal em escoamento. A sua definição passa pela atribuição da cota de soleira, profundidade máxima e forma geométrica da mesma (pode ser descrita através de uma função que relaciona a área com a profundidade ou através de uma tabela que relaciona a área superficial com a profundidade de armazenamento). As unidades de armazenamento podem ser utilizadas para modelar tanto bacias de retenção, como lagos ou mesmo poços de bombagem.

Após a definição das componentes do modelo atrás referidas e posterior simulação para um período de tempo definido pelo utilizador, o *software SWMM* possibilita a visualização e análise dos resultados alcançados. A visualização dos resultados pode ser efetuada das mais variadas formas, sendo que o *SWMM* permite a representação gráfica dos perfis longitudinais dos diversos coletores, bem como a evolução temporal de diversas características hidráulicas de escoamento ao longo dos mesmos.

Para além da visualização dos perfis existe ainda a possibilidade de examinar o sistema de drenagem num todo e não por troços, através da componente *Map*, que possibilita a seleção da característica hidráulica a observar de forma animada e a seleção da componente do sistema (coletores, bacias de drenagem e câmaras de visita). O programa permite visualizar os resultados em gráficos ou tabelas com diversas características hidráulicas.

Para além disso, o modelo possui um relatório de simulação (*status report*) que descreve de forma sucinta as principais opções de simulação efetuadas, erros encontrados durante a simulação, assim como inúmeras tabelas que contêm os resultados das características hidráulicas em todas as componentes do modelo.

Após a modelação poder-se-ão analisar as seguintes características: i) Altura de escoamento em cada troço de coletor; ii) Velocidade de escoamento em cada troço de coletor; iii) Caudal descarregado em cada troço de coletor; iv) Altura de água nas câmaras de visita; v) Caudal descarregado em cada câmara de visita; vi) Caudal descarregado pelos descarregadores.

Adiante apresentar-se-á, simplificada, as capacidades dos modelos que o *SWMM* utiliza nas simulações das suas componentes, nomeadamente os seus modelos hidrológicos e os modelos hidráulicos.

2.7.2. Modelos Hidrológicos

Os modelos hidrológicos, podendo ser conceptuais ou empíricos, geram hidrogramas de escoamento superficial a partir dos dados de precipitação e das características geométricas, morfológicas e hidrológicas das bacias afluentes ao sistema, constituindo *a posteriori* os dados de entrada ao modelo hidráulico. O caudal pluvial afluente ao sistema de drenagem torna-se, portanto, o principal *input* necessário para a sua modelação. A precipitação é transformada em precipitação útil efetiva depois de estar sujeita a processos de decomposição em perdas hidrológicas e, posteriormente, em escoamento superficial. As perdas hidrológicas incluem a retenção e armazenamento, a evaporação e a infiltração.

2.7.2.1. Escoamento Superficial

A visão conceptual da propagação de escoamento superficial no *SWMM* é relativamente simples de aplicar, como está representado na Figura 10, isto é, cada superfície de sub-bacia

é tratada como um reservatório não linear de superfície livre, onde apenas existem as forças gravíticas e de atrito, e composto por uma única entrada, a precipitação. O reservatório apresenta diversas saídas de caudal, nomeadamente a infiltração, evaporação e o escoamento superficial.

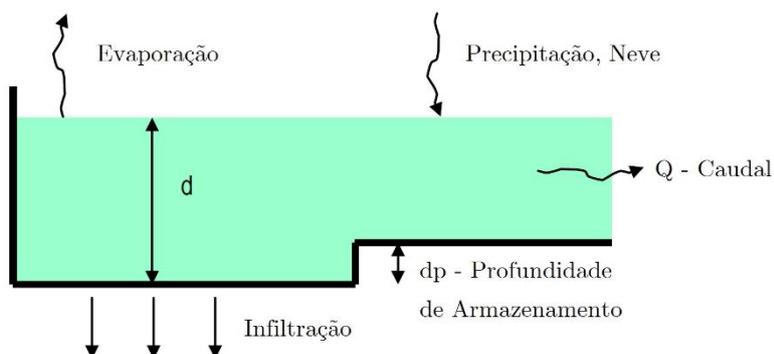


Figura 10. Modelo de Propagação de Escoamento Superficial utilizado pelo *SWMM* (adaptado de BRITO, 2006)

Simplificadamente, o processo do escoamento superficial inicia-se quando a altura do escoamento à superfície de água (lâmina, d) excede a capacidade de armazenamento (dp). A altura de água (d) é continuamente atualizada ao longo do tempo.

2.7.2.2. Infiltração

A água armazenada também está a ser descarregada pela infiltração e evaporação. A infiltração é o processo de penetração da precipitação na superfície do solo até a zona não saturada das áreas permeáveis das bacias. O *SWMM* apresenta três alternativas diferentes para a modelação de infiltração de áreas permeáveis, nomeadamente: o método de *Horton*, o método de *Green e Ampt* e o método do *Soil Conservation Service*.

2.7.2.3. Hidrograma RDII

Enquanto o modelo hidrológico descreve a componente rápida ou imediata da contribuição hidrológica e incide sobre as áreas superficiais das bacias, o módulo RDII representa a componente lenta e incide sobre as áreas de densidade de cada bacia de drenagem.

O *SWMM* utiliza o método do hidrograma unitário RTK para estimar o caudal de RDII num sistema de drenagem de águas residuais. O hidrograma unitário RTK pode conter até três hidrogramas unitários triangulares, um para resposta rápida, que entra diretamente no sistema de drenagem, um para resposta lenta, que engloba a infiltração de base (águas subterrâneas) e uma resposta intermédia. Para cada tipo de resposta é necessário ajustar os parâmetros RTK, já definidos na descrição do método no capítulo 2.

2.7.3. Modelos Hidráulicos

O modelo hidráulico é aquele que se encarrega da simulação do escoamento na rede de drenagem até ao seu destino final. A propagação do escoamento na rede de coletores com superfície livre pode ser avaliada aplicando o modelo de canais de regime variável, baseado nas equações de *Saint-Venant*, que permitem descrever a hidráulica do escoamento. Consoante a metodologia de resolução das equações de *Saint-Venant* e os termos da equação que se desprezarem, podem ser obtidos diferentes modelos dinâmicos.

As equações de Saint-Venant baseiam-se na equação da continuidade e na equação da quantidade do movimento baseada no 2º lei de Newton, respetivamente dadas pelas expressões (1) e (2) (MELLER, 2004).

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L \quad (1)$$

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial \left(\frac{Q^2}{A} \right)}{\partial x}}_{\text{Forças de Inércia}} + \underbrace{g \times A \times \frac{\partial y}{\partial x}}_{\text{Forças Gravitacionais e de atrito}} - \underbrace{g \times A \times (S_0 - S_f)}_{\text{Forças de Pressão}} = 0 \quad (2)$$

em que: Q – caudal (m^3/s); A – secção do escoamento (m^2); h – altura do escoamento (m); g – aceleração da gravidade (m^2/s); x – distância na direção do escoamento (m); t – tempo (s); S_0 – declive do leito; S_f – declive da linha de energia.

Para a aplicação das equações de *Saint-Venant* a condutas sob pressão, em caso de elevada exigência de caudais ou devido ao sub-dimensionamento de coletores, aplica-se o conceito induzido de “fenda de Preissmann”. O conceito consiste na introdução de uma fenda hipotética no topo da conduta, permitindo, ficticiamente, que a lâmina líquida esteja sempre em contacto com a atmosfera, de forma a permitir a utilização das equações de *Saint-Venant* e quantificar a pressão quando o regime é pressurizado.

Em seguida, apresentam-se os três níveis de resolução utilizados pelo *SWMM*, o modelo do reservatório (*Steady Flow*), o modelo cinemático (*Kinematic Wave Routing*) e por fim o modelo dinâmico (*Dynamic Wave Routing*).

Modelo do Reservatório – *Steady Flow*

O modelo de reservatório considera que o escoamento é constante e uniforme. O modelo consiste numa abordagem mais simplista, utilizado para uma análise preliminar de longo prazo de situações muito simples, baseando-se apenas na equação da continuidade, tendo em conta os efeitos de armazenamento e da respetiva atenuação, desprezando qualquer efeito dinâmico. É utilizada a equação de *Manning-Strickler* para relacionar a percentagem de caudal com a área ou profundidade.

Modelo Cinemático – Kinematic Wave Routing

Considera a equação da continuidade juntamente com o termo da equação das forças de resistência tangenciais, as forças gravitacionais e a forças de atrito. A forma simplificada da equação do momento, como também pode ser designada, requer que a inclinação da linha de água seja igual à inclinação do coletor. É um modelo simples, que pode ser expresso pela expressão de *Manning-Strickler*. Além destas características, o modelo tem efeitos de armazenamento e de propagação do hidrograma para jusante, levando este a sofrer deformação, sem atenuação do pico. O modelo é aplicável quando o escoamento não tem influência de jusante, associado a um escoamento rápido, e quando a velocidade do escoamento não varia consideravelmente, sendo a aceleração reduzida. Conseqüentemente, quando o escoamento é controlado por jusante, ou seja, regimes lentos, ou quando existe uma entrada em carga e/ou inversão no sentido do escoamento, não é adequado a utilização deste modelo.

Modelo Dinâmico Completo – *Dynamic Wave Routing*

Considera a equação da continuidade e todos os termos da equação da quantidade de movimento para obter um modelo dinâmico completo. A utilização das equações de *Saint-Venant* possibilita a simulação de todos os efeitos básicos da hidrodinâmica, respetivamente os efeitos de propagação das ondas dinâmicas para jusante e montante, o atraso e deformação nas variações de caudal e de altura do escoamento ao longo dos coletores, e por fim, os efeitos de regolfo. O modelo da onda dinâmica permite a inversão do sentido do escoamento ao longo dos coletores, a reentrada de descargas e a simulação de atraso na propagação e atenuação. É, resumidamente, utilizado para situações onde se preveja a ocorrência de escoamento variável. Por conseguinte, produz os resultados mais precisos teoricamente.

2.8. SSOAP – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning

A *US Environment Protection Agency (USEPA)* sinalizou a necessidade de desenvolver uma aplicação informática, baseada numa metodologia de análise comprovada, para apoiar as entidades gestoras na caracterização das aflúências indevidas aos sistemas de drenagem de água residual. Essa ferramenta tem como objetivo constituir um meio eficaz para a avaliação do desempenho dos sistemas de drenagem e para o apoio aos trabalhos de investigação no terreno. Além disso, pretendia estabelecer uma metodologia eficaz para a avaliação das intervenções de reabilitação, utilizando uma análise hidráulica do comportamento anterior e após a implementação das soluções.

Para atingir esta meta, em 2002, a *EPA* firmou um acordo de investigação e desenvolvimento com um parceiro tecnológico, a *Camp Dresser & McKee (CDM) Inc.*, para o desenvolvimento de um *software* de domínio público, denominado *SSOAP – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning*, com as características anteriormente definidas.

O *SSOAP* toma por base o conceito do hidrograma unitário (*Synthetic Unit Hydrograph*), para, em conjunto com os dados pluviométricos e de medição de caudal, apoiar o utilizador na caracterização das aflúências indevidas ao sistema. O método RTK, incorporado no *SSOAP*, ajusta três hidrogramas unitários ao hidrograma observado através da calibração dos parâmetros R (razão entre o volume de chuva que entra no sistema de drenagem e o volume total precipitado na bacia de drenagem), T (tempo de crescimento do hidrograma unitário) e K (tempo de decrescimento do hidrograma unitário). Assim, a definição das aflúências indevidas ao sistema, baseia-se nos parâmetros RTK definidos para cada ponto de entrada de caudal no sistema, em função das características específicas da bacia de drenagem.

Contudo, e para além do apoio na construção do hidrograma de aflúências pluviais indevidas (RDII), o *SSOAP* apresenta um conjunto de ferramentas imprescindíveis. Como exemplo, refere-se a capacidade de interligação com o *software SWMM*, permitindo a análise e simulação imediata do efeito das aflúências indevidas no sistema.

O fluxograma apresentado na Figura 11 exhibe a estrutura funcional do *SSOAP*, representado as caixas a verde os dados a introduzir e as restantes, a amarelo, os módulos funcionais da aplicação. Assim, e segundo VALLABHANENI & CAMP (2007) o *SSOAP* contém seis módulos funcionais: i) Gestão de Informação (*Database Management Tool - DMT*); ii) Análise dos eventos RDII (*RDII Analysis Tool – Unit Hydrograph Parameters*); iii) Geração do hidrograma RDII (*RDII Hydrograph Generation Tool*); iv) Interface com o SWMM (*SWMM5 Interface*); v) Modelação hidráulica no *SWMM5* (*SWMM 5 – Sewer flow routing*) e vi) Ferramenta de suporte à avaliação (*Condition Assessment Support Tool*). Os módulos enumerados são descritos de seguida pela ordem apresentada.

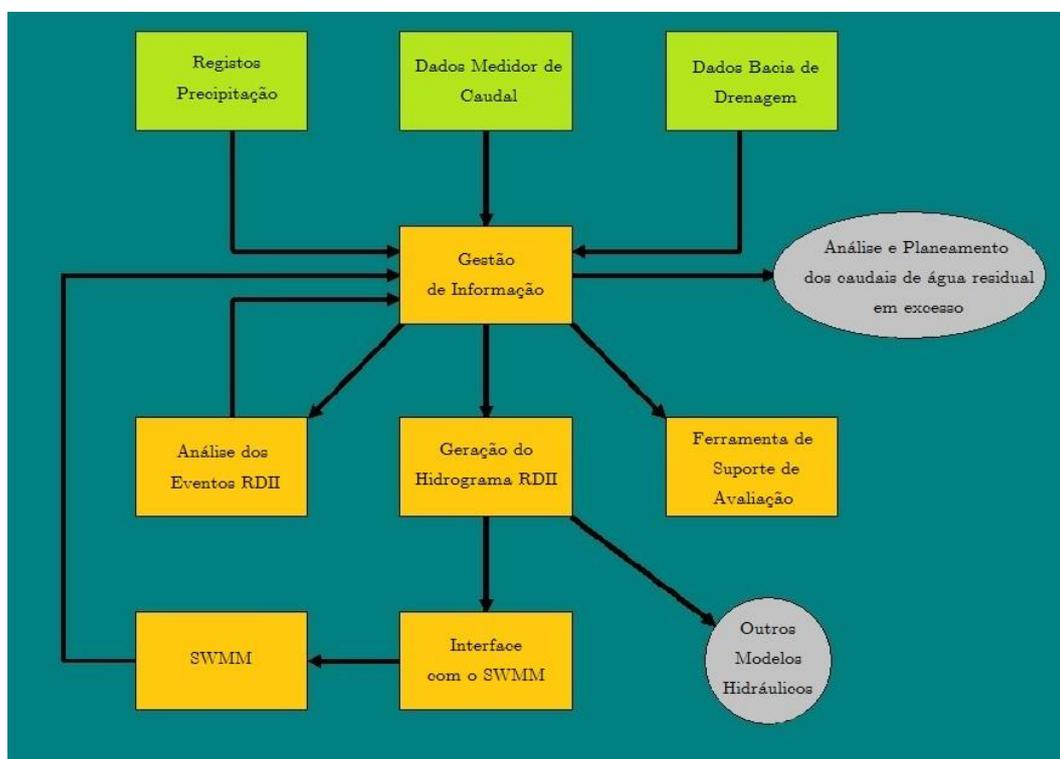


Figura 11. Ilustração da organização do *SSOAP Toolbox*, incluindo as diversas componentes

2.8.1. Gestão de Informação

O módulo de *Gestão de Informação* tem como função o armazenamento, a gestão e a validação dos dados. Assim, para além da importação de dados (*e.g.* medição de caudal e registos de precipitação) ou a interligação com outros programas (*e.g.* o *SWMM*, *SIG*, etc.), este módulo auxilia o utilizador na validação da qualidade da informação. Relativamente a esta última vertente, salienta-se a possibilidade de preenchimento dos dados de caudal em falta, a análise dos parâmetros hidráulicos para a aferição dos registos de medição de caudal efetuada, a identificação de erros nas medições pluviométricas e a automatização da seleção dos períodos de precipitação a considerar, mediante a definição prévia de certos parâmetros.

2.8.2. Análise dos eventos RDII

O módulo de *Análise dos Eventos RDII* automatiza a definição do hidrograma de aflúências pluviais indevidas (RDII), através do apoio à decomposição dos registos de medição de caudal, baseada na subtração do hidrograma de caudal em tempo seco, e, posteriormente, na calibração dos parâmetros RTK. Este procedimento (Figura 12) implica a introdução de registos de caudal e de precipitação sincronizados, com intervalo de aquisição correto.

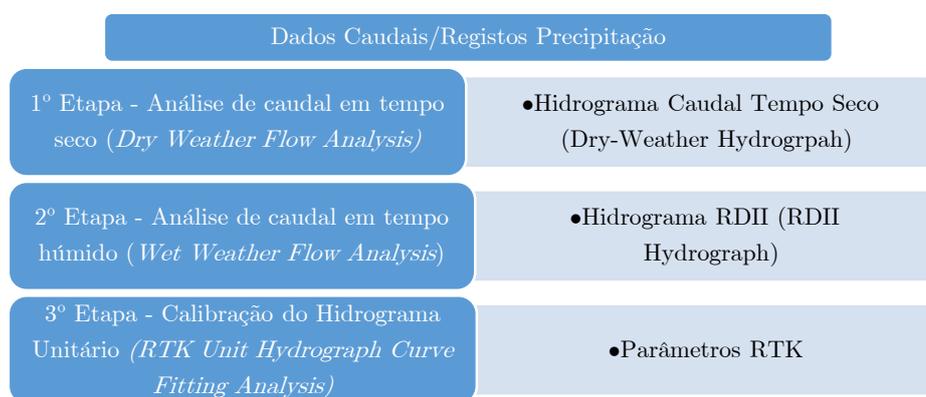


Figura 12. Eventos de aflúências pluviais indevidas com módulo de análise dos eventos RDII

2.8.2.1. Análise de caudal em tempo seco

A análise em tempo seco tem como objetivo a definição do hidrograma de caudal para esse período. O processo inicia-se com a introdução, por parte do utilizador, dos critérios que garantem que não se verifica a influência dos eventos de precipitação no intervalo de dados (caudal e precipitação) a considerar. Após a definição do intervalo de tempo seco a analisar, o *SSOAP* determina o hidrograma padrão representativo. A aplicação permite ainda a distinção e ajuste, de acordo com as variações sazonais, da componente de infiltração de base (GWF) e de águas residuais domésticas (BWF).

2.8.2.2. Análise de caudal em tempo húmido

A determinação do hidrograma de afluências pluviais indevidas (RDII) resulta da subtração do hidrograma de tempo seco ao registo de caudal total, face ao ajuste da variação anual da infiltração de base. Assim, o *SSOAP* define automaticamente o início e fim do evento de precipitação, de acordo com a resposta do sistema e os tempos de retoma aos níveis pré-precipitação.

É importante referir que o *SSOAP* permite refinar a seleção dos eventos de precipitação ao introduzir condições pré-definidas pelo utilizador, como por exemplo: definir um valor mínimo para a altura total de precipitação, garantir um valor mínimo de caudal RDII ou uma duração mínima para o evento de precipitação.

2.8.2.3. Calibração do Hidrograma Unitário (Método RTK)

A ferramenta gráfica disponível facilita o ajustar dos parâmetros RTK para o evento de precipitação analisado. O hidrograma final resulta da soma automática de três hidrogramas unitários, para cada unidade de tempo. Posteriormente, a calibração é realizada pelo ajuste sucessivo dos valores RTK (para cada um dos hidrogramas unitários triangulares), até ser

obtida uma boa comparação entre o hidrograma RDII simulado e o hidrograma RDII observado. A Figura 13 apresenta um exemplo dos três hidrogramas unitários e do hidrograma RDII registrado, no interface gráfico disponibilizado pelo *SSOAP*.

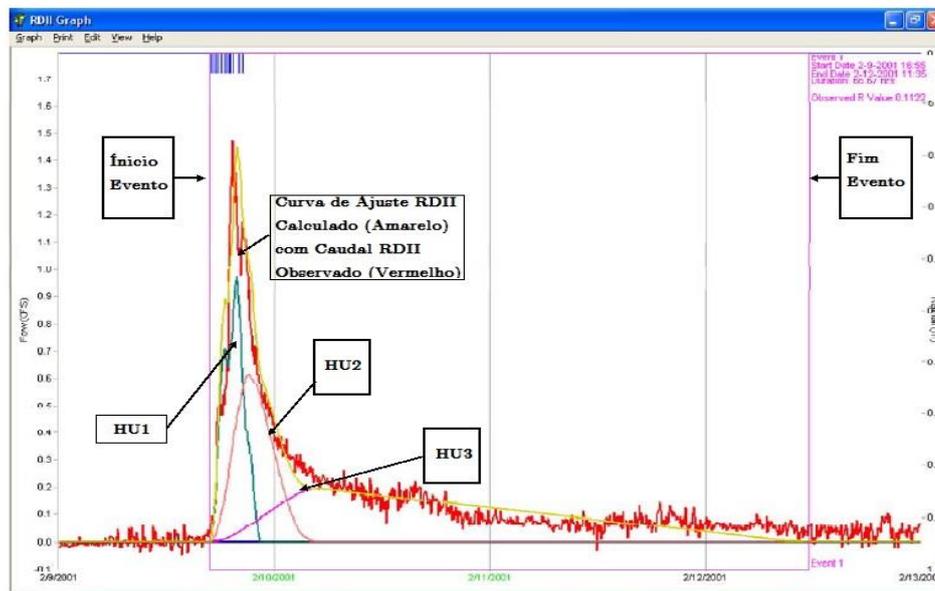


Figura 13. Curva de Ajuste do hidrograma unitário na interface gráfica do *SSOAP Toolbox* (S. VALLABHANENI & CAMP, 2007)

Por outro lado, salientam-se as ferramentas de análise estatística, permitindo obter uma correlação entre as características da precipitação e a resposta RDII do sistema, ou mesmo prever os parâmetros RTK para situações sem medição de caudal.

2.8.3. Geração do hidrograma RDII

Após a calibração dos parâmetros RTK, o *SSOAP* permite gerar hidrogramas de afluições indevidas em função de novos registos de precipitação e das características da bacia de drenagem (e.g. áreas das bacias de drenagem e tipo de utilização do solo).

2.8.4. Interface com o *SWMM*

O módulo de interligação auxilia a incorporação dos hidrogramas RDII gerados no *SWMM*. Por outro lado, os resultados da simulação do hidrograma de afluências indevidas são exportados pelo *SWMM* para o *SSOAP*, onde são organizados e agrupados.

2.8.5. SWMM5

Este módulo permite a simulação dinâmica do escoamento no sistema de drenagem residual.

2.8.6. Ferramenta de suporte à avaliação

A ferramenta de suporte à avaliação apoia a implementação dos planos de controlo de afluências indevidas, através da análise dos resultados da simulação hidráulica dinâmica, permitindo: i) aferir a evolução dos parâmetros RDII por bacia de drenagem; ii) priorizar os procedimentos de reabilitação e/ou redução da fonte RDII; iii) avaliar o desempenho com base na redução do RDII; e vi) gerir e analisar os caudais monitorizados em função dos dados de precipitação.

3. PROJETO DE REABILITAÇÃO DO INTERCETOR DE LORDELO

A empresa, SIMDOURO S.A., adjudicou à Noraqua a elaboração do projeto “Reabilitação dos intercetores de Lordelo”, que serve as freguesias de Lordelo, Rebordosa, Vilela, Duas Igrejas, parte de Cristelo e Sobrosa, no concelho de Paredes. O projeto incluía a recolha dos elementos de base, as visitas de campo para inspeção do sistema, a instalação de equipamento de medição, a recolha e processamento de dados de medições e por fim, a proposta e análise de soluções alternativas para a sua reabilitação.

O presente trabalho de modelação do sistema físico e a análise da influência das afluências pluviais indevidas ao sistema baseou-se nesse projeto desenvolvido pela Noraqua.

3.1. Caracterização do sistema intercetor existente

O sistema intercetor de Lordelo encontra-se instalado na bacia hidrográfica do Rio Ferreira, permitindo a drenagem das águas residuais afluentes das freguesias de Lordelo e Vilela e parte das freguesias de Cristelo, Duas Igrejas e Rebordosa, do concelho de Paredes. O sistema transporta o caudal de águas residuais para o Intercetor de Sobrado, que, por sua vez, descarrega na ETAR de Campo, explorada pela empresa Águas de Valongo.

A partir dos elementos fornecidos poder-se-á concluir que se trata de uma região com orografia variada, compreendendo zonas relativamente planas, cujas margens são maioritariamente ocupadas por terrenos agrícolas e de vegetação densa, e outras com declives acentuados, em escarpa rochosa e de difícil acesso.

O caudal afluente ao intercetor, em tempo seco, é maioritariamente proveniente de águas residuais urbanas e/ou industriais. Contudo, em tempo húmido, verifica-se uma elevada

diluição do caudal de água residual, sendo ultrapassada a capacidade do sistema, com consequente descarga para o meio recetor e extravasamento de caudal, provocando inundações.

O sistema interceptor em estudo é composto por nove interceptores, com cerca de 10720 m de extensão total e diâmetros compreendidos entre 200 e 400 mm. Na Figura 14, apresenta-se, esquematicamente, uma representação em planta do sistema interceptor de Lordelo, com a identificação dos diversos interceptores e os respetivos diâmetros, identificando-se cinco zonas de drenagem principais:

- *Zona I* – constituída por quatro sistemas interceptores – Intercetor Pena Moinhos (L=481 m), Intercetor Moinhos-Braziela (L=1164 m), Intercetor Braziela-Souto (L=492 m) e Intercetor Souto-Cosme (L=1492 m), encaminhados para o interceptor Cosme-Portelinha;
- *Zona II* – constituída pelo Intercetor Torre-Cosme (L=1517 m) cujos efluentes vão confluir com os do Intercetor de Souto-Cosme;
- *Zona III* – composta pelo Intercetor Cosme-Portelinha (L=1721 m);
- *Zona IV* – inclui o Intercetor Rebordosa-Portelinha (L=809 m);
- *Zona V* – abrange o Intercetor Portelinha-Alto da Parteira, cujos efluentes irão confluir com os do Intercetor de Sobrado (L=3045 m).

Os interceptores encontram-se instalados ao longo das margens de linhas de água, parte enterrados, parte à vista, sendo neste último caso, a tubagem totalmente em aço inox. O registo de caudal é realizada na fronteira entre Paredes e Valongo, através de um medidor de caudal eletromagnético.

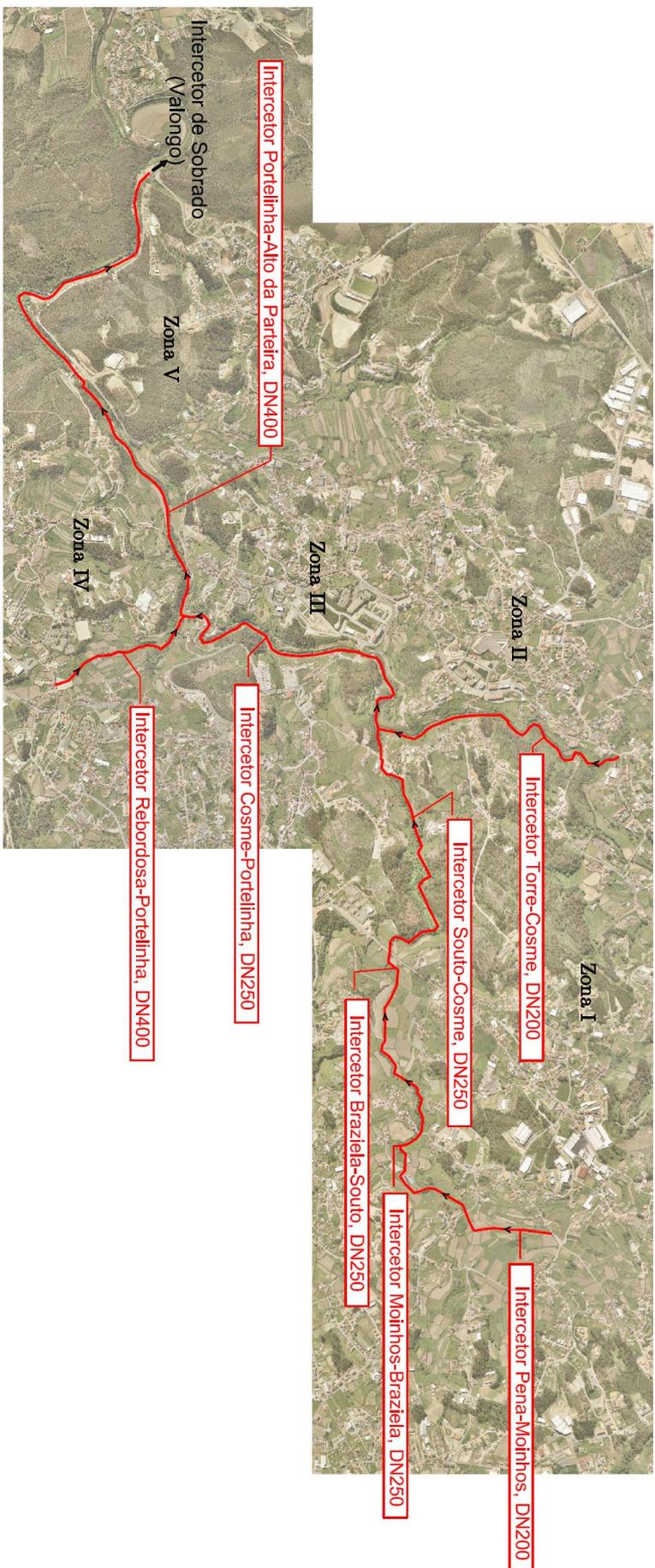


Figura 14. Traçado do sistema interceptor de Lordelo

3.2. Levantamento Cadastral e Inspeção do Sistema

O projeto da Noraqua englobou o levantamento cadastral e a inspeção visual ao sistema. As diversas visitas aos interceptores e o levantamento topográfico efetuado, permitiu conhecer parte significativa do traçado em planta e em perfil do sistema, obter o cadastro e determinar o estado de conservação das câmaras de visita, bem como, definir o diâmetro e material dos infraestruturas instaladas.

No entanto, registou-se a impossibilidade de obter elementos para totalidade do traçado, como foi exemplo de câmaras de visita localizadas em zonas de densa vegetação ou enterradas sob terrenos agrícolas.

O Quadro 4 apresenta um resumo da caracterização física da infraestrutura. Todavia, o anexo B apresenta a caracterização detalhada do conjunto de interceptores do subsistema de Lordelo, onde se inclui: i) planta do sistema interceptor de Lordelo e bacias de drenagem contributivas; ii) perfis longitudinais; e iii) levantamento cadastral e a inspeção do sistema.

3.3. Principais problemas diagnosticados

O sistema interceptor de Lordelo apresenta um conjunto de anomalias relacionadas com a manutenção das infraestruturas, por um lado, e com a conceção hidráulica do sistema, por outro (Figura 15). Relativamente à conservação da infraestrutura salienta-se o mau estado das câmaras de visita, as condições dos coletores e a das travessias de linhas de água.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 15. Conjunto de anomalias verificadas no sistema Intercetor de Lordelo: a) Câmara de visita com tampa em betão; b) câmara de visita com desgaste da envolvente; c) escorrecias ao longo do muro; d) câmara de visita com soleira partida

Do ponto de vista de conceção o sistema recebe um volume significativo de afluências pluviais indevidas, sofrendo por isso episódios recorrentes de assoreamentos dos coletores e inundações das câmaras de visita durante os eventos de precipitação. Por outro lado, verificou-se em determinadas partes do sistema intercetor, mesmo durante o tempo seco, um caudal escoamento acima do limite regulamentar, em condições não regulamentares. Em contrapartida, em determinadas zonas do sistema, o caudal escoado não garante as condições de auto limpeza, devido ao diminuto número de habitações servidas, e por isso reduzido caudal. Adicionalmente refere-se que o comportamento do sistema de Lordelo tem impacto direto no sistema intercetor de Valongo e na ETAR do Campo.

Quadro 4. Resumo do levantamento cadastral do sistema interceptor

Interceptor	Descrição
Interceptor Pena-Moinhos	<p>cv.1 a cv.9</p> <p>Não foram encontradas 3 das 9 câmaras de visita. A tubagem é em material PVC, com um diâmetro de 200 mm (DN200). Da inspeção realizada pelos técnicos da Águas de Paródes regista-se a ausência para assentamentos ao longo das tubagens entre caixas de visita, verificando-se complicações ao nível da capacidade de transporte e escoamento do efluente e consequente limpeza do coletor. O mesmo estudo referiu que não foi possível de efetuar uma inspeção vídeo devido às razões referidas anteriormente.</p>
Interceptor de Moinhos-Braziela (Zona I)	<p>cv.9 a cv.34</p> <p>Interceptor com o projeto executado e possui 26 câmaras de visita com um diâmetro de 250 mm (DN 250)</p>
Interceptor de Braziela-Souto (Zona I)	<p>cv.34 a cv.42</p> <p>Não foram encontradas 4 das 9 câmaras do interceptor. A tubagem é em PP corrugado, com um diâmetro de 250 mm (DN 250).</p>
Interceptor de Souto-Cosme (Zona I)	<p>cv.42 a cv.136</p> <p>Não foram encontradas 6 das 48 câmaras do interceptor. A maioria da tubagem é em PP corrugado, com o diâmetro DN250, havendo 6 troços em Aço Inox (tubagem à vista ou envolvida em betão), com uma extensão total de 155 metros.</p>
Interceptor de Torre-Cosme (Zona II)	<p>cv.85 a cv.136</p> <p>Não foram encontrados 27 das 51 câmaras de visita do interceptor. A maioria da tubagem é em PP corrugado, com um diâmetro de 200 mm (DN200), havendo 6 troços em aço inox com uma extensão total de 186 m e 3 pequenos troços em PVC com uma extensão total de 94 m. Existem 3 travessias superiores de linhas de água, onde a tubagem afeta a seção de escoamento da linha de água em alturas de pluviosidade elevada. O mesmo estudo identificou que nos primeiros 980 m do interceptor não foi detetada a passagem de efluente nas câmaras de visita inspeccionadas.</p>
Interceptor de Cosme-Portelinha (Zona III)	<p>cv.136 a cv.192</p> <p>Não foram encontradas 4 das 36 câmaras do interceptor. A maioria da tubagem é em PP corrugado, com o diâmetro DN250, havendo 3 troços em Aço Inox (tubagem “à vista), com uma extensão total de 350 metros (Fotos 3 e 4). O troço final tem apenas o diâmetro DN200. Dois pequenos troços têm pendente contrária ao escoamento</p>
Interceptor de Portelinha-Rebordosa	<p>cv.172 a cv.192</p> <p>Não foram encontradas 12 das 20 câmaras do interceptor. A tubagem é em PP corrugado, com um diâmetro de 400 mm (DN400). Não foram encontradas 24 das 69 câmaras do interceptor. A tubagem é em PVC-U corrugado, com um diâmetro DN400. Um troço tem pendente contrária ao escoamento.</p>
Interceptor de Portelinha-Alto da Parteira (Zona V)	<p>cv.192 a MC</p> <p>Na travessia sobre o leito do Rio Ferreira existem troços que se encontram “à vista” envolvida em betão. Apresenta câmaras de visita com tampas em betão, identificação de fundos partidos, tampas deslocadas, entre outros.</p>

Quadro 4. Resumo do levantamento cadastral do sistema interceptor (cont.)

Pontos Notáveis	Descrição
<p>Ligação dos Interceptores Cosme-Portelinha, Rebordosa-Portelinha e Portelinha-Alto da Parreira (Cv.192 a cv.193)</p>	<p>A câmara a montante, cv.192, situa-se junto ao topo de um muro de suporte em alvenaria de pedra, com cerca de 5 metros de altura, que liga à outra câmara, cv.193, situada junto à base do muro, através de duas tubagens instaladas pelo exterior do muro e encaixadas num maciço de betão.</p> <p>O estudo realizado permitiu a identificação da existência de velocidades consideráveis presentes na caixa de visita a montante (cv.192) devido às fortes inclinações dos troços a montante. As velocidades acentuadas levaram ao desgaste das paredes da câmara e consequente “fuga” do efluente para o exterior, que ocorre através do muro para o caminho pedonal, trazendo consigo parte dos “finos” do terreno e algumas das pedras de menor dimensão do muro. Embora</p> <p>Existe uma variedade muito diversificada de tipos de caixas de visita ao longo dos interceptores em estudo, sendo que a generalidade se encontra instalada fora dos arruamentos, com tampas de ferro fundido ou betão instaladas à superfície, elevadas ou enterradas relativamente aos terrenos envolventes. Quanto ao estado das câmaras de visita, existem câmaras em razoáveis condições de conservação e caixas em más condições, podendo resultar em infiltrações nas paredes e nas ligações, caracterizadas por terem as soleiras partidas, com raízes no interior, umas sem tampas e outras com tampas mas que não permitem o acesso sem partir o respetivo aro. É de salientar ainda, que, algumas das caixas de visita situam-se em locais que foram atingidos pelas cheias das linhas água provocadas pelas recentes intempéries e parte dos terrenos que envolviam as câmaras desapareceram.</p>
Troços em Aço Inox	Encontram-se, na sua generalidade, em bom estado. O único entrate verificado é o facto de não possuir quaisquer órgãos de acesso para inspeção nas mudanças

3.4. Estação de Tratamento de Águas Residuais do Campo

A ETAR de Campo foi projetada para tratar os efluentes da zona nascente do concelho de Valongo e parte do concelho de Paredes. Como foi descrito anteriormente, o sistema interceptor de Lordelo é constituído por um conjunto de interceptores que encaminham as águas residuais recolhidas para o interceptor de Sobrado, do concelho vizinho de Valongo, e posteriormente para a ETAR de Campo. Por sua vez, os efluentes recolhidos são sujeitos a um tratamento de nível secundário, sendo posteriormente rejeitados no rio Ferreira.



Figura 16. Estação de Tratamento de Águas Residuais do Campo (retirado de WATER, 2014)

Da informação disponibilizada pela Be Water, S.A., empresa que gere a ETAR do Campo, conclui-se que o sistema de tratamento foi dimensionado para 57000 hab.eq. e os seguintes caudais afluentes apresentados no Quadro 5.

Quadro 5. Principais características da ETAR de Campo (WATER, 2014)

Caudal Médio	9700 m ³ /dia
	112 l/s
Caudal Máximo	12324 m ³ /dia
	140 l/s
Tipo de Tratamento	Secundário (tratamento biológico por lamas ativadas)

Com o objetivo de determinar a capacidade de tratamento alocada exclusivamente ao concelho de Paredes (interceptor de Lordelo), considerou-se a relação entre a população servida estimada para o interceptor de Lordelo e a população total da ETAR. Assim, a partir

da população servida de Lordelo, conclui-se que o interceptor de Lordelo pode transportar um caudal médio diário de 35 l/s e um caudal de ponta até 105 l/s, que o sistema de tratamento pode apresentar para capacidade de encaixe.

3.5. Recolha de dados

A recolha de informação abarca a caracterização física do sistema e o funcionamento hidráulico do mesmo, em situação de tempo seco e durante os eventos de precipitação. Nesse sentido, considerou-se adequado para o presente estudo a inclusão dos seguintes elementos:

- dados de base para a elaboração do projeto “Reabilitação dos interceptores de Lordelo”, nomeadamente população e bacias de drenagem (fornecidos pela Noraqua);
- caudais diários no medidor de caudal situado a jusante do sistema, nos anos de 2011 a 2013 (fornecidos pela empresa Be Water, S.A.);
- Precipitação diária no ponto de grelha mais próxima de Paredes (41°07'N, 8°17'W) no ano de 2010 até 2014 (fornecida pelo Centro Europeu de Previsão do Tempo – *European Centre for Medium-Range Weather Forecasts – ECMWF*).

3.5.1. Dados de base do projeto “Reabilitação do Intercetor de Lordelo”

A generalidade dos elementos de base utilizados na elaboração do projeto foram obtidos a partir da análise dos resultados dos Censos de 2001 e 2011, dos dados fornecidos pela empresa Águas de Paredes e do estudo "Planos Diretores para a Criação dos Sistemas Multimunicipais de Baixa de Abastecimento de Água e de Saneamento do Norte, Centro e Sul - Região Norte", elaborado em 2007/8 para a Águas de Portugal, S.A.

A projeção da população que contribui para o caudal doméstico da zona em questão, por ponto de entrega do interceptor, teve por base o peso demográfico da população residente por

lugar. Para o ano base, datado de 2013, a Noraqua apresenta uma projeção de 32642 habitantes. No entanto, foi considerada apenas uma taxa de cobertura de drenagem de águas residuais de 60 %. A delimitação das bacias de drenagem considerou a topografia do terreno e as bacias de drenagem residual doméstica e pluvial existente.

O Quadro 6 apresenta os valores totais de população a servir por cada bacia de drenagem, indicando o ponto de ligação de cada bacia de drenagem, a partir da sobreposição dos limites das bacias com os limites geográficos dos lugares (Anexo B).

Quadro 6. População por bacia de drenagem afluente ao sistema interceptor de Lordelo

Bacias de drenagem [b...]	População prevista [n° habitantes]			Ligação ao Intercetor		
	Ano 0	Ano 10	Ano Final da Concessão	Troço	Cx.	Observação
N°	2013	2023	2060			
1	493	494	496	Int. Pena-Moinhos	I1	
2	352	353	353	Int. Pena-Moinhos	I2	
3	638	639	638	Int. Moinhos-Braziela	I3	
4	685	688	688	Int. Braziela-Souto	I4	
5	1 571	1 571	1 560	Int. Braziela-Souto	I5	
6	851	854	856	Int. Souto-Cosme	I6	
7	157	157	158	Int. Souto-Cosme	I7	
8	77	78	78	Int. Torre-Cosme	I8	
9	50	50	50	Int. Torre-Cosme	I9	
10	113	114	115	Int. Cosme-Portelinha	I11	
11	1 897	1 906	1 913	Int. Cosme-Portelinha	I12	
12	2 719	2 629	2 600	Int. Rebordosa-Portelinha	I13	
13	146	140	139	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I15	
14	62	60	59	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I16	
15	238	239	241	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I17	
16	1 297	1 303	1 307	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I18	
17	47	46	46	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I19	
18	460	444	439	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I20	
19	604	607	609	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I21	
20	371	373	374	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I22	
21	74	75	75	Int. Braziela-Souto	I5	Através de b5
22	92	93	93	Int. Braziela-Souto	I5	Através de b5
23	68	68	68	Int. Braziela-Souto	I5	Através de b5
24	-	-	-	Int. Cosme-Portelinha	I12	Fora de serviço

Quadro 6. População por bacia de drenagem afluente ao sistema interceptor de Lordelo (cont.)

Bacias de drenagem [b...]	População prevista [n° habitantes]			Ligação ao Intercetor		
	Ano 0	Ano 10	Ano Final	Troço	Cx.	Observação
			da Concessão			
N°	2013	2023	2060			
25	25	24	24	Int. Rebordosa-Portelinha	I13	Através de b12
26	99	96	95	Int. Rebordosa-Portelinha	I13	Através de b12
27	73	71	70	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I20	Através de b18
28	127	122	121	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I20	Através de b18
29	8	8	8	Int. Portelinha-Alto da Parteira	I22	Através de b20
30	891	899	901	Int. Braziela-Souto	I5	Através de b5
31	35	36	36	Int. Braziela-Souto	I5	Através de b5
Total	14 321	14 237	14 207			

3.5.2. Análise da medição de caudal e dos registos de precipitação

A análise do registo da medição de caudal diária no final do sistema interceptor de Lordelo, localizado no limite com o concelho de Valongo, para o período de Outubro de 2011 até Dezembro de 2013, permitiu estimar um valor máximo afluente de 8493 m³/dia e um valor médio afluente de 2664 m³/dia.

Por outro lado, os registos de precipitação disponíveis permitem observar uma altura máxima diária de 112 mm e uma intensidade média diária de 4.7 mm. Na Figura 17 estão representados o hidrograma de caudais diários e o hietograma para o período de análise.

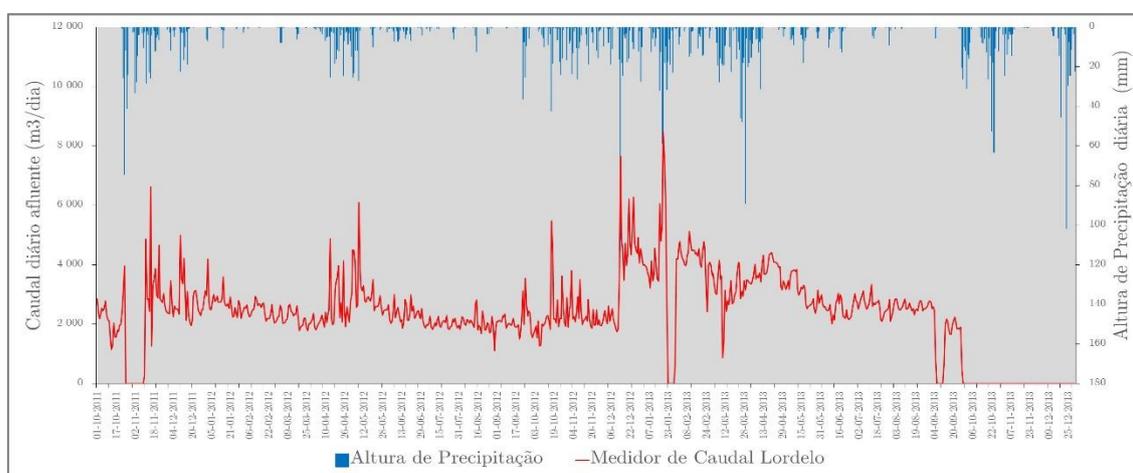


Figura 17. Caudais diários no medidor de caudal e altura de precipitação no período de Outubro de 2011 a Dezembro de 2013

A avaliação da sobreposição do hidrograma de caudal e do hietograma de precipitação permitiram ainda retirar as seguintes conclusões: i) genericamente verifica-se uma correlação entre a medição de caudal e os registos de precipitação; ii) observa-se um aumento do caudal mínimo diário no início do ano de 2013; iii) verificam-se falhas no registo de caudal, normalmente em períodos de elevada precipitação, eventualmente devido ao modo de funcionamento do medidor de caudal.

3.6. Avaliação preliminar do custo económico das aflúências indevidas

A análise dos registos de caudais diários permitiu estimar um valor médio transportado de 2 509 m³/d para o período de janeiro a dezembro de 2012. Por outro lado a análise dos mesmos parâmetros exclusivamente para o mês de agosto, considerado como um período de tempo seco e sem influência significativa de eventos de precipitação, resulta num caudal médio afluente, de 2 021 m³/d. Segundo estes valores, poderia ser considerado um volume de aflúências indevidas de, aproximadamente, 24%.

Por outro lado, observando o padrão do hidrograma anual, especialmente os caudais mínimos em período noturno, para o mesmo período de tempo seco, pode ser estimado um caudal de 605 m³/d para infiltração de base. Assim, o conjunto das aflúências pluviais e de infiltração de base correspondem a, aproximadamente, 42% do volume total do sistema.

Tendo por base um custo de transporte e tratamento de 0.40€/m³ podemos considerar um custo anual com as aflúências indevidas de, aproximadamente, 175 000€.

4. PROCEDIMENTO DE CONSTRUÇÃO DO MODELO NO SWMM

Este capítulo 4 diz respeito ao procedimento de construção do modelo no *SWMM* para o caso de estudo deste trabalho de investigação, o sistema de drenagem Intercetor de Lordelo.

Tendo por base os dados explicitados no capítulo 3 da presente dissertação, procedeu-se à construção do modelo tipológico utilizando o *software Storm Water Management Model (SWMM)* desenvolvido pela *United States Environmental Protection Agency (USEPA)*.

Primeiramente, por forma a obter uma representação conceptual do sistema de drenagem, foi necessário definir o conjunto de objetos do sistema como as câmaras de visita, os coletores, as bacias de drenagem e as saídas do sistema, incluindo a referenciação de coordenadas e cotas dos nós respetivos, o traçado da rede daí resultante e a respetiva topologia. Os objetos não visuais, tais como as contribuições de caudal doméstico, as contribuições de caudais de base, os parâmetros RTK, a definição das áreas contributivas, e as séries temporais, foram sendo definidas paralelamente. Por fim, foram selecionadas as opções de simulação utilizadas no modelo.

É de salientar que todas as informações inicialmente definidas para a construção do modelo do sistema de drenagem do Intercetor de Lordelo, foram modificadas aquando da calibração do modelo (capítulo 5), sendo as informações apresentadas referentes a essa situação.

4.1. Construção do modelo físico

4.1.1. Sistema Físico

A construção do modelo do interceptor de Lordelo envolveu a importação dos dados físicos do sistema interceptor para o *software SWMM*. Os dados físicos que formam a base do modelo do sistema interceptor de Lordelo estão armazenados numa base de dados, juntamente com os dados de levantamento e desenhos fornecidos pela Noraqua. Os dados incluem a totalidade ou parte das seguintes características: cotas de soleira das câmaras de visita; coordenadas das câmaras de visita; diferença de alturas entre a cota de soleira de montante e de jusante da câmara de visita de saída dos coletores, e, por fim, os formatos e dimensões dos coletores.

Inicialmente foi realizada uma primeira revisão ao conjunto de dados fornecidos para retirar informações adicionais. Na Figura 18 e na Figura 19, apresentam-se exemplos do mesmo conjunto de dados, nomeadamente as câmaras de visita e os coletores pertencentes ao sistema interceptor de Lordelo, onde surgem as seguintes características: a identificação das câmaras de visita de montante e jusante, e respetivas cotas de soleira; a profundidade de cada câmara de visita; as cotas de soleira dos coletores; a extensão, diâmetro nominal e material de cada troço.

A partir da revisão realizada, a mesma levou a concluir que não foi possível encontrar um número considerável de câmaras de visita, não sendo por isso possível obter o respetivo cadastro, conforme se verifica nas figuras e representado a sombreado.

Intercetor Pena-Moinhos (ZONA I)								
Caixa de Visita [-]	M [m]	P [m]	Cota do Terreno [m]	Cota da Tampa [m]	Profundidade Tampa Montante [m]	Profundidade Tampa Jusante [m]	Cota da Entrada [m]	Cota da Soleira [m]
cv.1	-20425.4	175216.1	284.81	284.81	1.25	1.25	283.56	283.56
cv.2	-20430.2	175175.5	282.91	-	1.2	1.2	281.72	281.72
cv.3	-20438.1	175129.7	281.33	281.33	0.94	0.94	280.39	280.39
cv.4	-20439.9	175068.4	281.07	-	1.62	1.62	279.45	279.45

Figura 18. Exemplo do cadastro das câmaras de visita do intercetor de Pena-Moinhos (representado a cinza, a informação em falta)

Intercetor Pena-Moinhos (ZONA I)										
Designação	Nº Caixa visita a Montante [-]	Nº Caixa visita a Jusante [-]	Material	Manning's	Diâmetro [mm]	Comprimento [m]	Profundidade Montante entre Cota Coletor e Cota Soleira [m]	Profundidade Jusante entre Cota Coletor e Cota Soleira [m]	Cota Coletor a Montante [m]	Cota Coletor a Jusante [m]
1	cv.1	cv.2	PVC	0.012	200	40.9	0	0	283.56	281.72
2	cv.2	cv.3	PVC	0.012	200	46.5	0	0	281.72	280.39
3	cv.3	cv.4	PVC	0.012	200	61.31	0	0	280.39	279.45
4	cv.4	cv.5	PVC	0.012	200	64.39	0	0	279.45	278.47

Figura 19. Exemplo do cadastro dos coletores do intercetor de Pena-Moinhos (representado a cinza a informação em falta)

Devido a estas falhas de dados, e para efeitos de modelação, foi necessário estimar os valores das cotas de soleira para essas câmaras de visita. Os respetivos valores de cotas de soleira foram obtidos manualmente através de interpolações médias a partir do traçado dos coletores e câmaras de visita em falta. Assim, a profundidade das câmaras de visita foi calculada através da subtração entre a cota do terreno e a cota de entrada da respetiva câmara de visita. É de salientar que, no anexo A, apresentam-se, em detalhe, os perfis longitudinais do conjunto de intercetores do sistema de Lordelo, com a distinção entre os dados existentes e os dados estimados.

Após a verificação e formatação de toda a informação relevante procedeu-se à construção do modelo do sistema intercetor de Lordelo. A construção do modelo inicia-se com a caracterização dos objetos do sistema, nomeadamente: as câmaras de visita (*junctions*), os coletores (*links*), os descarregadores (*flow dividers nodes – weir*) e o ponto de saída do sistema (*outfall nodes*). Como foi possível verificar na descrição do *SWMM*, o *software* inclui

um campo de descrição para cada objeto utilizado. Cada elemento que constrói o modelo pode ser introduzido manualmente ou por meio de um arquivo de texto *SWMM (.inp)*.

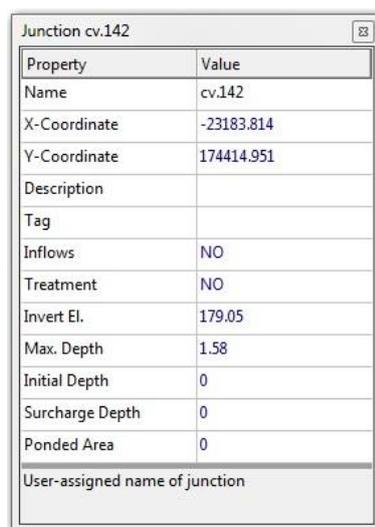
Relativamente à convenção da nomenclatura, pode-se referir que a nomenclatura utilizada pela Noraqua para a identificação dos coletores e câmaras de visita do interceptor foi a utilizada na presente construção do modelo.

De seguida apresentam-se os elementos físicos pertencentes ao sistema interceptor de Lordelo e que foram considerados para a construção do modelo.

Câmaras de visita

A conceptualização das câmaras de visita é feita através de “*junctions*”. Para a sua definição recorreu-se, uma vez mais, ao levantamento cadastral efetuado pela Noraqua. De acordo com a recolha e análise das informações foram definidas 261 câmaras de visita.

A definição das câmaras de visita no *SWMM* podem ser exemplificadas na Figura 18, nomeadamente com a introdução da cota de soleira (*Invert Elevation*), das coordenadas M e P (*X-Coordinate; Y-Coordinate*) e da profundidade da câmara de visita (*Max. Depth*).



Property	Value
Name	cv.142
X-Coordinate	-23183.814
Y-Coordinate	174414.951
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	179.05
Max. Depth	1.58
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
User-assigned name of junction	

Figura 20. Interface do *SWMM* para a introdução das características na câmara de visita cv.142

Para além destas variáveis, as câmaras de visita representam o ponto de entrada das afluências externas na rede, relativa ao caudal de infiltração direta, ao caudal de origem doméstica e ao caudal de afluência pluvial indevida. O desenvolvimento das afluências ao modelo é discutido resumidamente mais adiante neste capítulo e detalhado no capítulo 5.

Coletores

A conceptualização dos coletores é feita através de “*links*”, particularmente pela entidade “*conduits*”. A definição dos coletores no *SWMM* foi, uma vez mais, feita com recurso aos dados obtidos pela Noraqua, como mostra a Figura 21. Para o modelo do sistema interceptor de Lordelo foram definidos 261 coletores. Em cada troço de coletor foi introduzida a informação relativa ao diâmetro (*Max.Depth*), o comprimento (*Length*), o coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler* (*Roughness*), as câmaras de visita a montante (*Inlet Node*) e a jusante (*Outlet Node*) e a diferença de alturas entre a cota de soleira de montante e de jusante da câmara de visita de entrada (*Inlet Offset*) e saída do coletor (*Outlet Offset*). A título ilustrativo apresenta-se a definição do coletor 172 que se encontra entre as câmaras de visita cv.155 e cv.156 com base no registo cadastral fornecido (Figura 21).

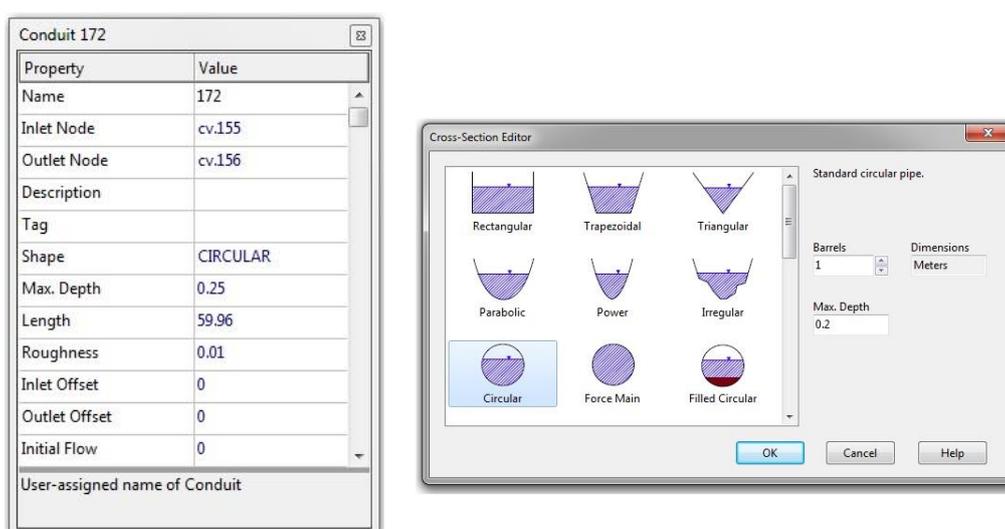


Figura 21. Interface do *SWMM* para a introdução das características dos coletores (à esquerda) e interface do *SWMM* para a introdução da geometria dos coletores (à direita)

Para a definição das distâncias entre as cotas de soleira do coletor e as cotas de soleira das câmaras de visita, o *SWMM* permite a escolha de duas opções: a opção “*Depth*”, diferença de alturas entre a cota de soleira de montante e de jusante da câmara de visita de entrada ou saída do coletor, ou a opção “*Elevation*”, altura sobre a cota de soleira da conduta na câmara de visita de entrada. Uma vez que a escolha padrão do *software* é a opção “*Depth*”, a mesma foi a utilizada para a construção do modelo. A Figura 22 mostra a localização desta opção no *SWMM* e a relação entre as cotas de soleira dos coletores e as cotas de soleira das câmaras de visita.

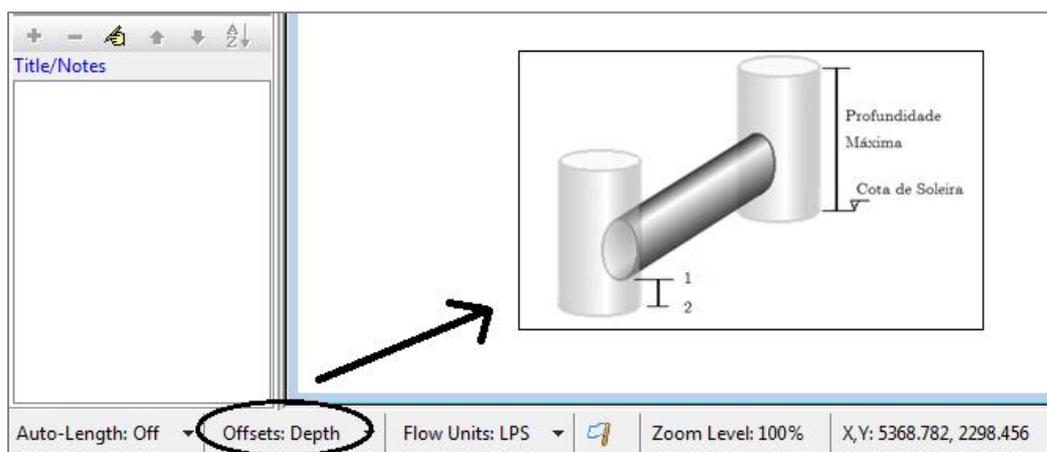


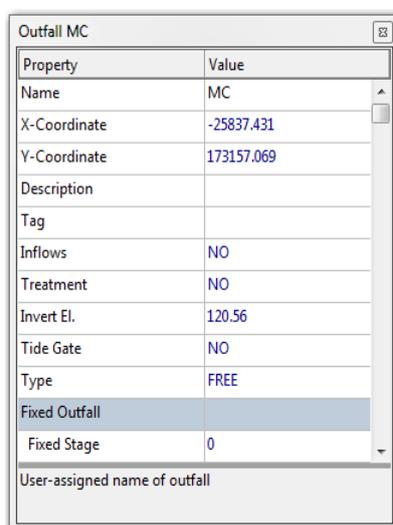
Figura 22. Representação esquemática no *SWMM* das propriedades que relacionam as câmaras de visita com os coletores

No que diz respeito ao coeficiente de rugosidade de *Manning-Strickler*, reconheceu-se, face à falta de dados disponibilizados, a utilização de um único coeficiente aplicável para todo o modelo do sistema interceptor, nomeadamente de $0.01 \text{ s.m}^{-1/3}$.

É de salientar ainda que os troços de coletores à vista em Aço Inox, não foram utilizados na construção do modelo físico, sendo apenas representados como se fosse um todo, nomeadamente através do seu comprimento total.

Ponto de Saída do Sistema

A conceptualização do terminal do sistema é feita através de “*outfall nodes*”. O ponto de saída do modelo do interceptor de Lordelo foi designado por “MC”, proveniente do medidor de caudal situado a jusante do sistema. Para a caracterização física do nó MC seguiu-se o mesmo procedimento das câmaras de visita, nomeadamente com a introdução da cota de soleira (*Invert Elevation*) e das coordenadas M e P (*X-Coordinate; Y-Coordinate*) correspondentes (Figura 23).



Property	Value
Name	MC
X-Coordinate	-25837.431
Y-Coordinate	173157.069
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	120.56
Tide Gate	NO
Type	FREE
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0

User-assigned name of outfall

Figura 23. Interface do *SWMM* para a introdução das características no ponto de saída do sistema

Descarregadores

A conceptualização dos descarregadores é feita através de “*Flow Dividers Nodes*”. A sua definição irá ser realizada no capítulo 6, enquanto medida de beneficiação ao sistema. Para a sua caracterização foi introduzida a informação relativa às coordenadas M e P (*X-Coordinate; Y-Coordinate*), à cota de soleira (*Invert Elevation*), à profundidade da câmara de visita (*Max. Depth*) e por fim, ao tipo de repartidor de caudal selecionado. Para o presente estudo foi utilizado o tipo “*cutoff divider*”, que tem como função desviar todo o caudal afluente acima de um valor pré-definido, sendo em termos correntes definido como válvula de regulação de caudal do tipo “flutuador” (Figura 24).

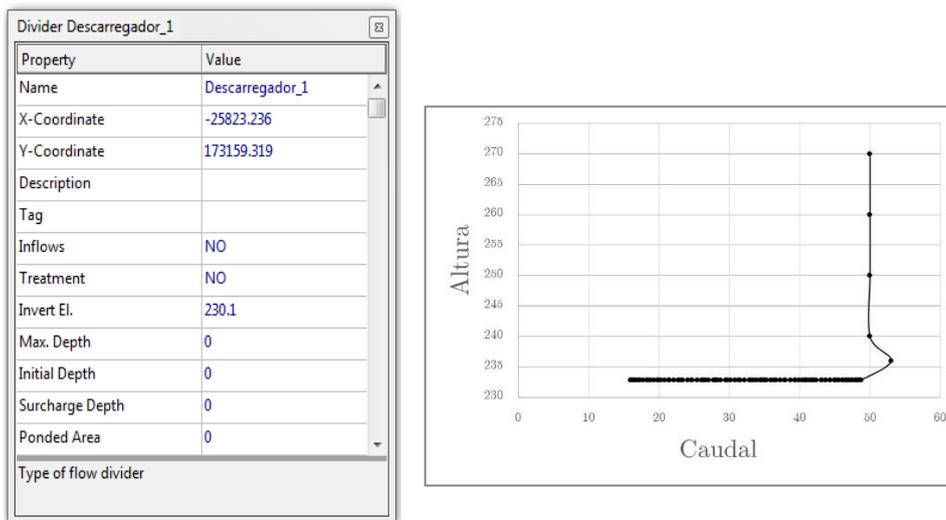


Figura 24. Interface do *SWMM* para a introdução dos descarregadores (à esquerda) e exemplo da curva característica de uma válvula de regulação de caudal do tipo “flutuador) (à direita)

Uma vez introduzidos os objetos no *SWMM* gera-se uma representação do modelo físico como a que se pode observar na Figura 25 para o sistema interceptor de Lordelo. Apresenta-se, juntamente, a identificação das zonas em que cada troço está inserido, e a identificação dos respetivos pontos de entrega de caudal afluente ao sistema (I1 até I22).

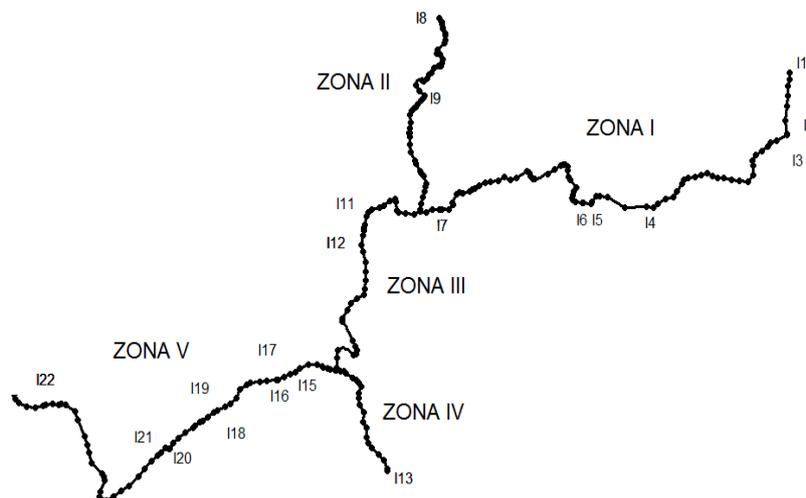


Figura 25. Modelo do sistema interceptor de Lordelo no *SWMM*

4.1.2. Dados de base ao modelo do interceptor de Lordelo

Para proceder à simulação do modelo é necessário introduzir em cada câmara de visita os respetivos dados de entrada externos ao modelo, nomeadamente o caudal de tempo seco, o

caudal de base, o caudal de afluições pluviais indevidas (através dos parâmetros RTK) e por fim, os postos udométricos. Seguidamente, apresenta-se uma descrição sumária dos dados de entrada a utilizar no modelo do presente estudo. É de salientar ainda que os dados de base foram analisados utilizando o *software SSOAP Toolbox*.

Caudal de Tempo Seco

O caudal de tempo seco reflete a contribuição de águas residuais domésticas presente no sistema de drenagem. O caudal é representado por uma taxa de afluição média a cada ponto de entrega, sendo definido pela relação entre a população da sub-bacia de drenagem e a população total do sistema. De seguida, foi utilizado um padrão diurno para traduzir as oscilações de águas residuais à totalidade do sistema interceptor ao longo do dia (fator de ponta horário), tal como se pode verificar no capítulo 5. A título ilustrativo, a Figura 26, mostra a forma como os caudais foram atribuídos, bem como a definição da curva de consumos.

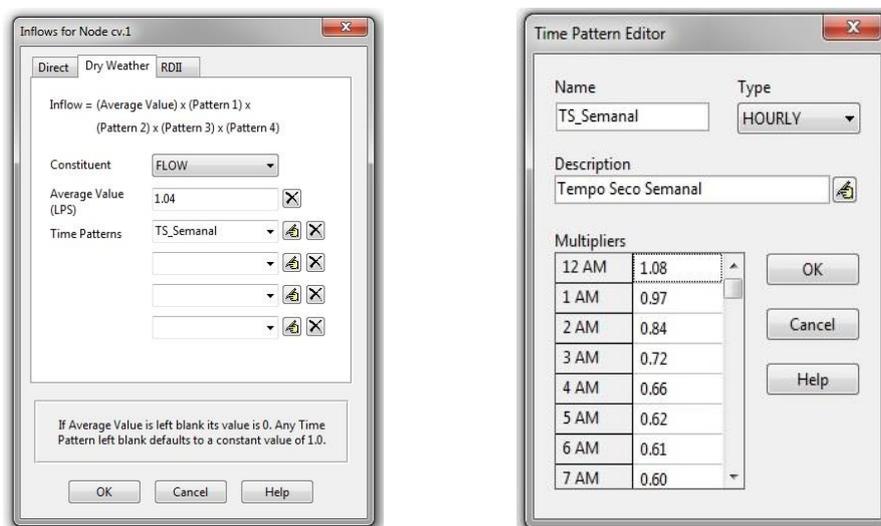


Figura 26. Interface do *SWMM* para atribuição do caudal de tempo seco na câmara de visita cv.1 e definição do padrão diurno associado

O caudal de base (*Groundwater Inflow*) foi adicionado ao modelo como um caudal constante e englobado no caudal de tempo seco, tal como se pode verificar também no capítulo 5. É

de salientar que o caudal de infiltração de base foi aferido através de metodologias específicas e pela aplicação prática *SSOAP*.

Afluências Pluviais Indevidas

As afluências pluviais indevidas são os caudais pluviais que entram diretamente no sistema de drenagem e através de infiltração de águas subterrâneas. A sua análise foi apoiada na construção do hidrograma RDII apresentado pelo *SSOAP Toolbox*, que se baseia no método do RTK. Assim, os parâmetros RTK foram calculados em função de características específicas de vários eventos de precipitação, de acordo com os dados de caudal e registos de precipitação. Após a calibração dos parâmetros RTK, estes foram utilizados no *SWMM* como entrada RDII à câmara de visita em questão. Uma outra característica necessária para a definição do caudal RDII é a área de drenagem que contribui para a câmara de visita considerada. A área de drenagem é a área da bacia de drenagem que contribui para o escoamento superficial para a câmara de visita em questão. A Figura 27 apresenta a introdução do hidrograma unitário dos caudais RDII, através dos parâmetros RTK, usando a área que contribui para a respetiva câmara de visita (cv.1).

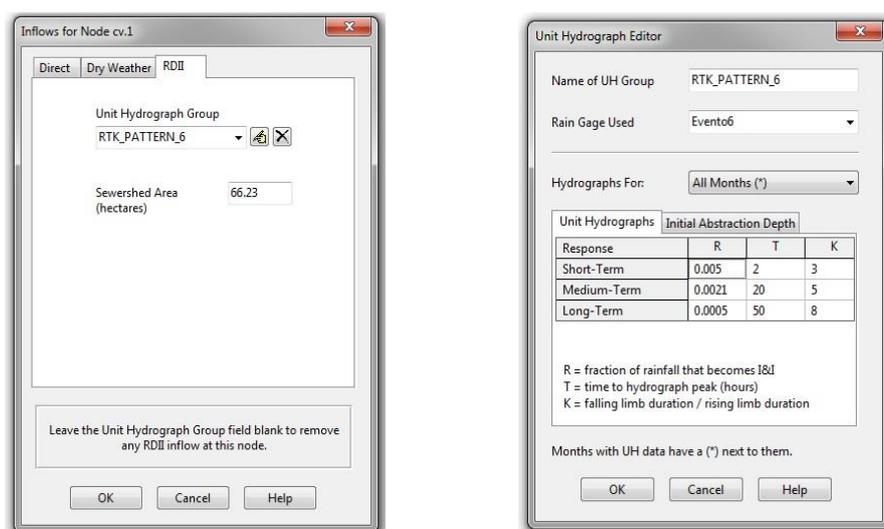


Figura 27. Interface do *SWMM* para a introdução parâmetros RTK na câmara de visita cv.1

Ainda no que diz respeito às áreas contributivas para cada ponto de entrega analisado (*sewershed area*), apresentam-se, no quadro seguinte, os valores das áreas sobre cada ponto de entrega, indicando as bacias de drenagem correspondentes e o respetivo ponto de ligação (câmara de visita).

Quadro 7. Áreas contributivas das bacias de drenagem afluentes a cada ponto de entrega

Intercetor	Caixa de Ligação	Bacia	A [hectares]
I1	cv1	b1	66.23
I2	cv7	b2	46.66
I3	cv9	b3	51.74
I4	cv34	b4	70.92
I5	cv40	b5, b21, b22, b23, b30, b31	273.40
I6	cv42	b6	64.26
I7	cv82	b7	22.72
I8	cv85	b8	5.85
I9	cv121	b9	11.93
I11	cv148	b10	17.31
I12	cv151	b11	144.06
I13	cv172	b12, b25, b26	233.64
I15	cv203	b13	30.25
I16	cv207	b14	5.90
I17	cv208	b15	18.10
I18	cv217	b16	101.63
I19	cv218	b17	4.12
I20	cv229	b18, b27, b28	56.34
I21	cv231	b19	46.12
I22	cv257	b20, b29	39.56

Os parâmetros unitários RTK e respetivas áreas contributivas a cada ponto de entrega no sistema são utilizadas em combinação com os registos do udómetro para desenvolver uma série temporal do tipo RDII, que faz variar o caudal afluente ao sistema ao longo do período de simulação.

Postos Udométricos

Em relação aos postos udométricos a introduzir no modelo, foram utilizados três, com valores de intensidades diferentes, para um período de retorno de 2, 5 e 10 anos, através da

atribuição de um evento de precipitação padrão, caracterizada com base nos hietogramas de projeto de MATOS (1987), conforme o exemplo da Figura 28. Os hietogramas de projeto introduzidos no *SWMM* podem ser consultados na seção 6.3 do capítulo 6.

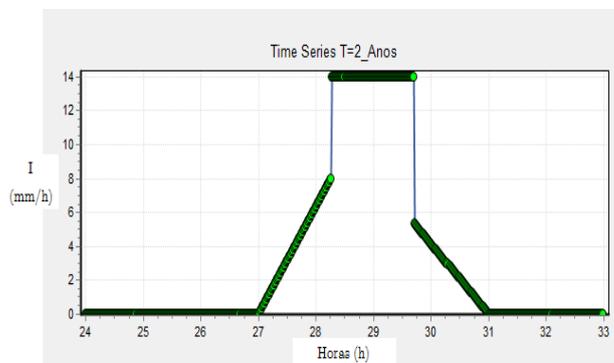


Figura 28. Esquema de uma série temporal com dados de precipitação, definida no *SWMM*

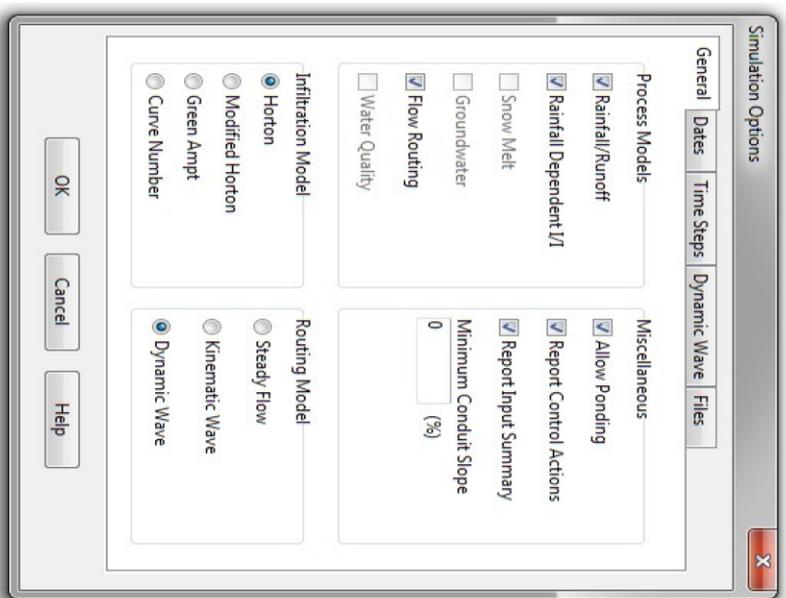
4.1.3. Opções de Simulação

Após a definição do modelo físico e dos seus dados de entrada foi necessário definir as opções de simulação que determinaram a forma como a análise foi realizada. O presente subcapítulo fornece uma orientação sobre a seleção de parâmetros de simulação que foram utilizados, como os processos a modelar, o intervalo de tempo da simulação e o cálculo do escoamento.

Os parâmetros de execução de simulação utilizados no modelo do sistema interceptor de Lordelo são descritos no Quadro 8, Quadro 9 e Quadro 10. Todas as informações específicas sobre cada ação foram discutidas e justificadas perante as opções de simulação selecionadas. No entanto, é de referir que só se apresentam as opções utilizadas na simulação do modelo do sistema interceptor de Lordelo.

Após as simulações, o *software* apresenta um relatório para cada simulação realizada, contendo um resumo das informações úteis sobre os resultados da simulação, que podem ser descritos como: um resumo das opções principais de simulação; uma listagem de todos os erros encontrados durante a execução; o resumo dos dados de entrada do projeto; o resumo dos dados de cada evento pluviométrico utilizado na simulação; e, por fim, os erros ocorridos.

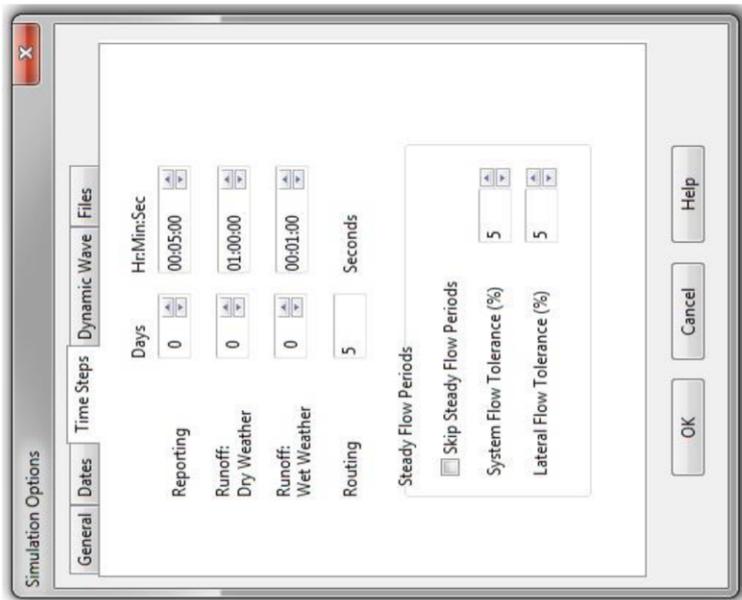
Quadro 8. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação. relativamente às opções gerais – General Options



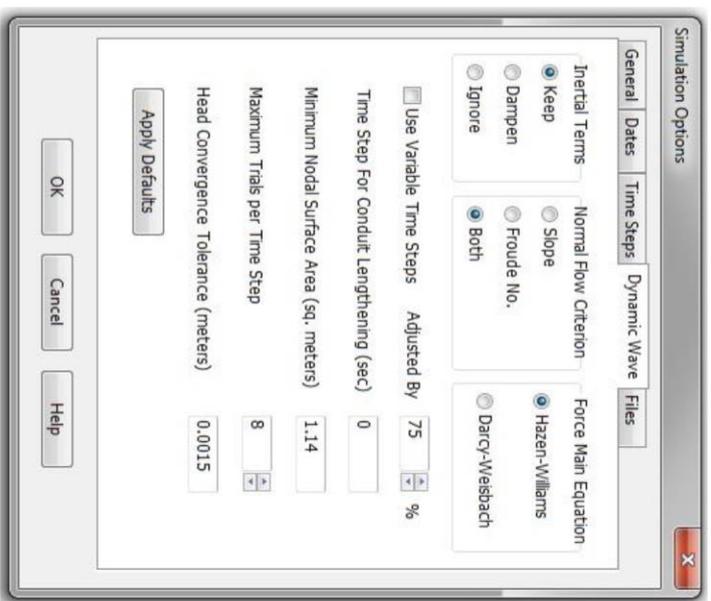
Opções Gerais	Parâmetro	Descrição
As opções “ <i>Rainfall/Runoff</i> ”, “ <i>Rainfall Dependent I/I</i> ” e “ <i>Flow Routing</i> ” serão marcadas para os processos de simulação		Permite a seleção dos processos do SWMM que serão aplicados ao projeto atual. Modelação de fenómenos de quantidade e qualidade do escoamento nas bacias de drenagem e no interior dos coletores, modelação dos impactos face a períodos de precipitação e modelação das afluências pluviais e/ou infiltração de águas subterrâneas ao sistema de drenagem, através de hidrogramas unitários.
A opção “ <i>Allow Ponding</i> ” será utilizada		Permite o alagamento superficial, ou seja, que o excesso de água descarregado pelo nó fique retido à superfície da mesma e que seja reintroduzido no sistema assim que as condições o permitirem. Para que esta opção seja utilizada apenas num nó, tem de se alterar o valor de zero do “ <i>ponding area</i> ”.
A opção “ <i>Dynamic Wave</i> ” irá ser selecionada		Determina qual o método utilizado para modelar o caudal ao longo do sistema de drenagem. Recomenda-se a utilização deste método para realizar uma avaliação da capacidade do sistema de drenagem, que inclui análises de sobrecarga e extravasamento.

Quadro 9. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação, relativamente às opções dos intervalos de tempo – Time Step options

Opção dos Intervalos de Tempo	Parâmetro	Descrição
<p>A opção “<i>Reporting</i>” vai corresponder ao intervalo de tempo dos dados de caudais observados. Será utilizado um intervalo de tempo de 15 min.</p>	<p>Intervalo de tempo utilizado a apresentação de resultados no relatório da simulação.</p>	
<p>A opção “<i>Runoff Dry Weather</i>” será de 1 hora</p>	<p>Intervalo de tempo utilizado para o cálculo do escoamento sobre a bacia, durante períodos sem precipitação ou quando já não existe água armazenada sobre a superfície. Deve ser igual ou superior ao intervalo de tempo utilizando os períodos de precipitação.</p>	
<p>A opção “<i>Runoff Wet Weather</i>” será de 5 minutos</p>	<p>Intervalo de tempo utilizado para calcular o escoamento da bacia durante períodos de precipitação e em períodos em que a água armazenada se encontra à superfície.</p>	
<p>A opção “<i>Routing</i>” será de 5 segundos</p>	<p>Intervalo de tempo usado para a definição do rumo do caudal e da qualidade de água ao longo do sistema de drenagem. De referir, que para o caso da onda dinâmica este tempo deve ser muito mais pequeno. Um intervalo de tempo menor corresponde a manter uma boa estabilidade nos cálculos e para atingir erros de continuidade inferior ou igual a dois por cento. Os utilizadores do SWMM podem também utilizar a opção de tempo variável, onde o programa vai automaticamente diminuir o passo de tempo de simulação, quando for necessário.</p>	



Quadro 10. Interface do SWMM para a introdução das opções de simulação, relativamente às opções da Onda Dinâmica – Dynamic Wave



Parâmetro	Descrição
A opção “ <i>keep</i> ” será marcada para os termos inerciais	Manter os valores dos termos inerciais das Equações de Saint-Venant inalterados em qualquer uma das condições, em especial para a necessidade de modelar casos de águas estagnadas (<i>backwater conditions</i>).
A opção “ <i>both</i> ” será marcada para o critério de definição do escoamento crítico	Selecionar as condições utilizadas pelo programa para determinar o escoamento crítico numa conduta. Primeiro, o declive da superfície da água (inclinação da superfície da água > inclinação do coletor). Segundo, o número de <i>Froude</i> no troço final do coletor (> 1). A utilização de ambas as opções é a mais recomendada.
A opção “ <i>Hazen-Williams</i> ” será marcada para o cálculo das perdas de carga por atrito	Selecionar a equação que irá ser utilizada para calcular as perdas de carga por atrito durante a simulação de coletores em pressão (<i>Circular Force main</i>)
A opção de “ <i>Use variable Time Steps</i> ” não será marcada	-
Não utilização da opção “ <i>Time Step for Conduit Lengthening</i> ”	Intervalo de tempo (em segundos) usado para aumentar o comprimento de coletores artificialmente para que se cumpra a condição de <i>Courant</i> em secção cheia (ou seja, de modo a que o tempo de percurso de uma onda não seja inferior a este intervalo de tempo). Quanto menor este valor, menos troços são aumentados. Um valor de 0 significa que nenhuma conduta será alongada.
Utilização da opção “ <i>Minimum Nodal Surface Area</i> ”	Utilização de uma área mínima de superfície. Valor mínimo a considerar nos nós quando se pretende simular as alterações das alturas de água. Se nada for colocado, o valor padrão é o que se encontra representado.

5. DEFINIÇÃO E CALIBRAÇÃO DAS AFLUÊNCIAS AO SISTEMA

O presente capítulo compreende a definição e calibração dos hidrogramas de tempo seco (semana e fim de semana) e das afluições pluviais indevidas ao sistema interceptor. A metodologia apresentada promove a integração da ferramenta *SSOAP – Sanitary Sewer Overflow Analysis and Planning*, desenvolvida especificamente para o efeito pela *US Environment Protection Agency (USEPA)*.

Assim, em primeiro lugar é apresentada uma súmula das características do aplicativo *SSOAP*, focada nas ferramentas utilizadas no presente trabalho. Em seguida, considera-se a avaliação do sistema em tempo seco, distinguindo a componente da infiltração de base e a parcela de águas residuais domésticas, passo fundamental para a definição do hidrograma padrão de tempo seco. Posteriormente, procede-se à caracterização das afluições indevidas ao sistema pelo método RTK, metodologia de base do aplicativo *SSOAP*, e à calibração das afluições pluviais indevidas, sendo a validação realizada através dos parâmetros definidos pelo *WAPUG – Wastewater Planning Users Group (WAPUG, 2002)*. Definição e calibração do hidrograma padrão de tempo seco

A definição criteriosa do hidrograma padrão de tempo seco implica a avaliação global dos registos de caudal e de precipitação, de modo a definir um período de dias consecutivos, sem a influência de eventos de precipitação. Por outro lado, deve ser ajustada a influência da variação anual da infiltração de base no hidrograma de tempo seco.

O *SSOAP* apresenta uma ferramenta para a definição automática do intervalo de tempo seco a considerar. Assim, implementou-se essa metodologia, conjuntamente com uma metodologia de seleção convencional para aferir e validar os resultados apresentados pelo

SSOAP. Após a definição do hidrograma de tempo seco, a imputar a cada ponto de entrega, o *SWMM* permitirá prever os tempos de resposta do sistema de drenagem e construir o hidrograma final do sistema interceptor, que, por comparação com o registo de medição, assistirá a calibração e validação dos dados.

5.1.1. Método para a seleção do período de tempo seco

O critério defendido pelo *IWPC – Institute of Water Pollution Control* (PIMENTEL et al. 2011), para a definição do período de tempo seco, baseia-se na seleção de sete dias consecutivos sem precipitação, que sejam precedidos de outros sete dias durante os quais a precipitação total não exceda o valor de 0,25 mm.

Por outro lado, a investigação de PÓVOA et al. (2011), apresenta uma metodologia alternativa que pode ser resumida nos seguintes passos: i) cálculo do volume médio diário para os períodos de tempo seco definidos com base na observação do período de amostragem; ii) eliminação das séries de registos que apresentam volumes muito díspares relativamente ao volume médio estimado; e iii) seleção dos sete dias consecutivos.

Estas duas metodologias serão conjugadas, representado o designado por método convencional, de modo a aferir e validar o período de tempo seco selecionado pela aplicação automática do *SSOAP*.

5.1.2. Definição do período de tempo seco

5.1.2.1. Método Convencional

A identificação do período de tempo seco inicia-se com a sinalização dos dias com registo de precipitação nulo e que são precedidos por sete dias consecutivos com uma altura de

precipitação total inferior ou igual de 0.25 mm. Nestas circunstâncias registam-se 101 dias, para o período em análise, apresentados na Figura 29.

Tendo por base os 101 dias selecionados, o volume médio diário é igual a 2427 m³, ao qual se aplica uma margem de $\pm 10\%$. Assim, o conjunto de dias válidos está balizado no intervalo anterior e o intervalo a escolher corresponde a um período mínimo de 7 dias válidos consecutivos. Analisando o conjunto das condições anteriores, o período selecionado como referência para o hidrograma de tempo seco ocorreu de 21 de Agosto a 4 de Setembro de 2013.

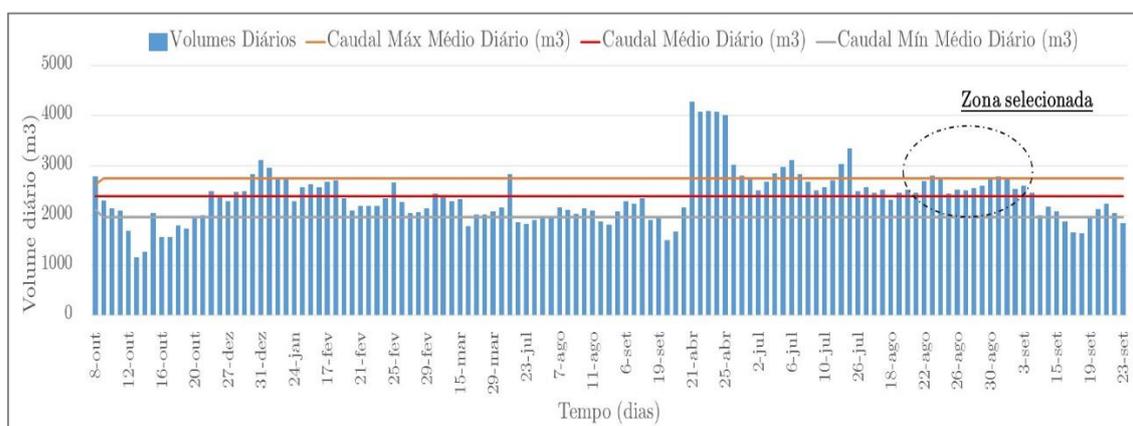


Figura 29. Seleção do período de tempo seco – Método Convencional

É importante referir que o intervalo selecionado se situa entre o final de agosto e o início de setembro, sofrendo as influências do período de férias. Contudo, não foi possível cumprir as condições definidas para qualquer outro intervalo.

5.1.2.2. Método automático (utilização do *SSOAP*)

O *SSOAP*, através da análise estatística dos registos de caudal e de precipitação, apresentou um conjunto de 108 dias de tempo seco, praticamente coincidentes com a seleção inicial da metodologia convencional. Posteriormente, e após a definição dos dias de semana e de descanso, a introdução dos feriados nacionais e a obrigatoriedade de uma sequência de 7

dias, o período selecionado pelo *SSOAP* coincidiu com o definido pela metodologia convencional, 21 de agosto a 4 de Setembro de 2013.

5.1.3. Hidrograma padrão de tempo seco

O hidrograma padrão de tempo seco (DWF) é calculado pela média dos dados dos caudais horários do conjunto dos dias secos, dividindo em semana de trabalho e fim-de-semana. As Figura 30 e Figura 31 apresentam os hidrogramas obtidos no *SSOAP*, fazendo-se distinção entre os dias úteis da semana e o fim-de-semana.

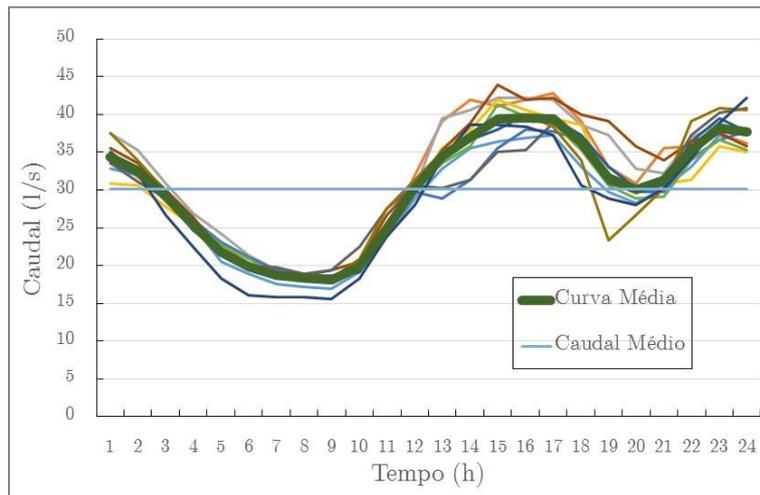


Figura 30. Curva média e caudal médio para os dias úteis

Os hidrogramas apresentam um valor médio diário de 30.15 l/s e 30.93 l/s, para os dias de semana e fim-de-semana, respetivamente.

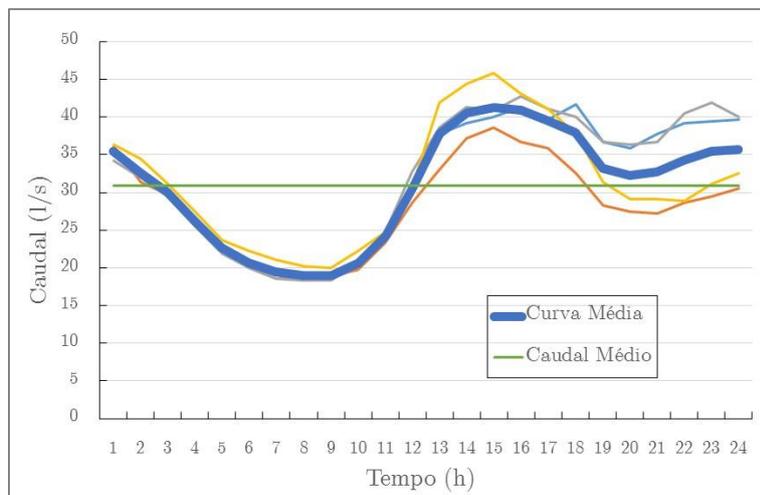


Figura 31. Curva média e caudal médio para o fim-de-semana

5.1.4. Cálculo da componente de infiltração de base

A definição da componente de infiltração de base envolve a análise dos caudais em tempo seco durante as primeiras horas do dia, período em que o caudal de origem doméstica apresenta valores muito reduzidos, atingindo por norma o valor mínimo diário. O caudal mínimo registado, tanto para a semana como para o fim-de-semana, sucede por volta das 8 horas da manhã. O caudal mínimo registado é de 18.16 l/s para os dias úteis semanais e 18.96 l/s para os dias de fim-de-semana.

Como referido anteriormente, o caudal noturno sem influência da infiltração de base é em média cerca de 8 a 12% do caudal médio diário, descontando também a influência da infiltração de base. A proporção anterior pode ser superior devido ao efeito de caudais industriais ou outras afluências com alguma constância no tempo. Assim, considerou-se o valor de 12%, tendo-se obtido os valores para a infiltração de base (GWI) de 16.54 l/s, para os dias de semana, e um valor de 17.25 l/s para os fins-de-semana.

De seguida, apresentam-se os hidrogramas padrão médio de tempo seco e os respetivos caudais GWI, referentes aos períodos de semana e períodos de fim-de-semana.

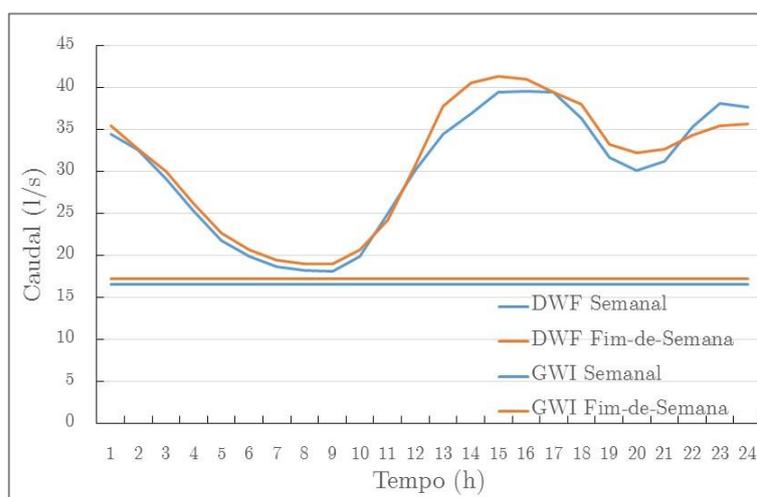


Figura 32. Hidrogramas padrão de tempo seco (semana e final de semana)

A análise dos caudais de infiltração de base deve ter em atenção o método de medição durante o período noturno, já que podem ocorrer erros significativos, associados aos caudais reduzidos e à baixa concentrações de sólidos em suspensão. Estes fatores complicam a estimativa dos caudais noturnos e, conseqüentemente, dos caudais de infiltração.

Assim, para validar o valor de infiltração anteriormente definido, procedeu-se à comparação do valor da capitação doméstica observada, considerando o hidrograma de tempo seco definido e retirando o volume total de infiltração, com os valores de capitação teórica de referência. O volume doméstico calculado é de 1177 m³/dia, dividindo este valor pela população total do sistema de drenagem obtém-se um caudal afluente médio diário por habitante de 82.23 l/dia. Considerando um coeficiente de afluência de 0.8, a capitação obtida é de aproximadamente 100 l/hab/dia. O valor não se encontra muito afastado da capitação proposta pela Noraqua, 110 l/hab/dia, considerando-se válida a totalidade dos pressupostos considerados.

5.1.5. Definição do hidrograma de tempo seco por sub-bacia

A decomposição do hidrograma do sistema, a partir da medição de caudal existente, por ponto de entrega, implica a definição do fator de ponta horário e o caudal médio por sub-bacia. A Figura 33 apresenta as relações entre os valores dos caudais horários do hidrograma padrão de tempo seco e o seu caudal médio calculado. Os fatores de ponta horários calculados serão aplicados de forma uniforme ao sistema interceptor, tendo em atenção que a presente modelação e calibração baseia-se apenas num ponto de medição global.

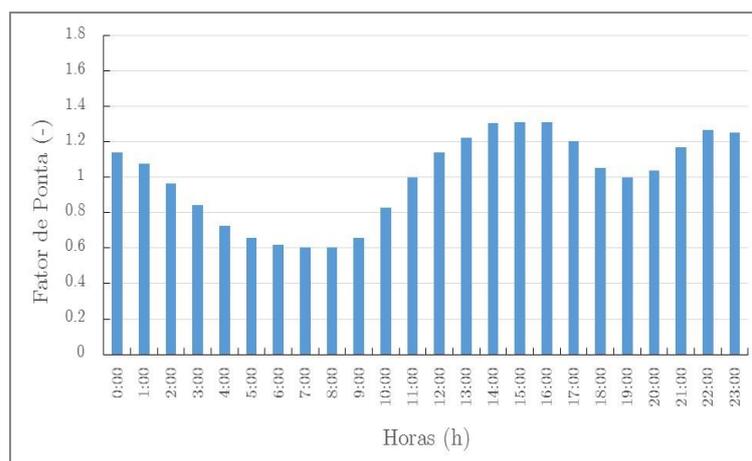


Figura 33. Padrão ao longo do dia a utilizar nos dias úteis da semana para todas as contribuições domésticas afluentes

O caudal médio afluente a cada ponto de entrega é definido pela relação entre a população da sub-bacia e a população total do sistema. O Quadro 11 resume os caudais em tempo seco afluentes a cada ponto notável do sistema, bem como a respetiva população.

Quadro 11. Estimativa das afluições de tempo seco ao Intercetor de Lordelo

Intercetor	Descrição	Ponto de entrega	Sub-bacia de Drenagem [b...]	População [hab]	Caudal Tempo Seco [l/s]
I1	Int. Pena-Moinhos	cv1	1	493	1.04
I2	Int. Pena-Moinhos	cv7	2	352	0.74
I3	Int. Moinhos-Braziela	cv9	3	638	1.34
I4	Int. Braziela-Souto	cv34	4	685	1.44
I5	Int. Braziela-Souto	cv40	5; 21; 22; 23; 30; 31	2732	5.75
I6	Int. Souto-Cosme	cv42	6	851	1.79
I7	Int. Souto-Cosme	cv82	7	157	0.33
I8	Int. Torre-Cosme	cv85	8	77	0.16
I9	Int. Torre-Cosme	cv121	9	50	0.10
I11	Int. Cosme-Portelinha	cv148	10	113	0.24
I12	Int. Cosme-Portelinha	cv151	11	1897	3.99
I13	Int. Rebordosa-Portelinha	cv172	12; 25; 26	2843	5.99
I15	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv203	13	146	0.31
I16	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv207	14	62	0.13
I17	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv208	15	238	0.50
I18	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv217	16	1297	2.73
I19	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv218	17	47	0.10
I20	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv229	18; 27; 28	660	1.39
I21	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv231	19	604	1.27
I22	Int. Portelinha-Alto da Parteira	cv257	20; 29	379	0.80

5.1.6. Calibração do hidrograma de tempo seco no *SWMM*

A calibração do modelo passa por aferir o balanço de volumes, o caudal de ponta e a forma do hidrograma, comparando os resultados da simulação e os observados. Nesse sentido, foram seguidos os parâmetros e intervalos de referência definidos por WAPUG (2002).

Quadro 12. Critérios para a validação da calibração em tempo seco

Critério	Descrição
Forma	A forma dos hidrogramas previstos devem acompanhar de perto o caudal medido
Tempo	O tempo dos picos máximos e mínimos devem ser semelhantes
Erro no Caudal de Ponta	Dentro de - 10 % a + 10 % do caudal de ponta medido
Erro Volumétrico	Dentro de - 10 % a + 10 % do volume medido

A análise considera uma simulação em contínuo durante três dias para anular o efeito do tempo de escoamento inicial. A calibração do modelo baseou-se no ajuste temporal do fator de ponta, por processo iterativo, para simular o tempo de escoamento entre o ponto de entrega e o local do registo de medição. A Figura 34 apresenta o hidrograma simulado através do *SWMM* em comparação com o hidrograma observado, durante a semana de verão de 21 de agosto a 4 de setembro.

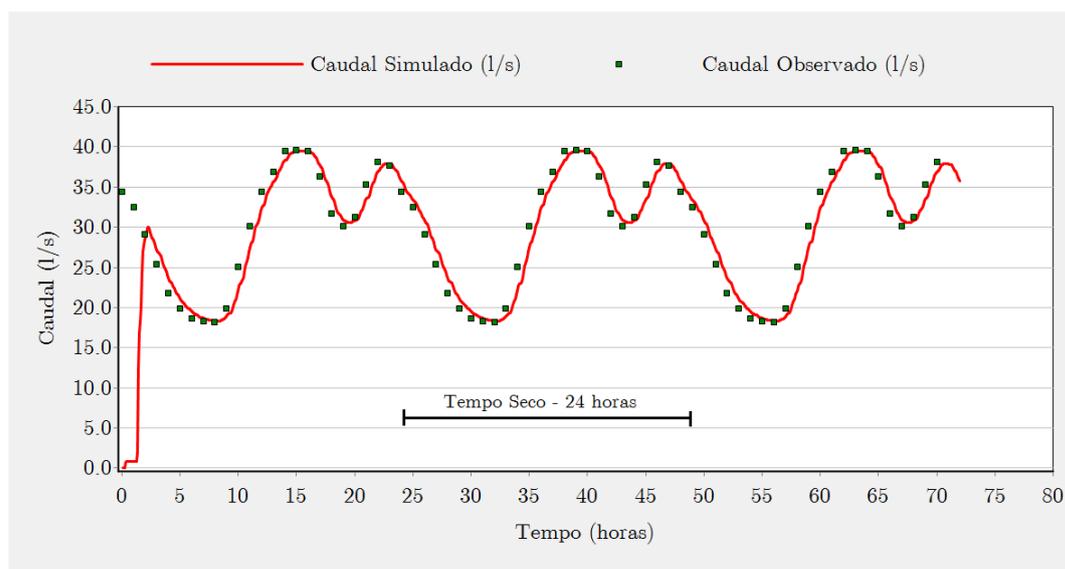


Figura 34. Calibração do modelo para tempo seco com base nos registos em dias de semana

O modelo representa com uma segurança aceitável o hidrograma observado. Em termos quantitativos, permite reproduzir corretamente o balanço de volumes, com um erro volumétrico de -0.02 %. No que diz respeito ao caudal de ponta, o valor simulado, apresenta um erro de 0.18 % em relação ao valor medido. Desta forma, podemos concluir que a calibração do tempo seco foi bem-sucedida, representando corretamente a forma, tempos, caudal de ponta e volume do hidrograma observado.

5.2. Definição e calibração dos eventos de afluência indevida ao sistema

A definição dos parâmetros RTK para as bacias de drenagem, afluentes ao sistema interceptador, permitirá a simulação do efeito das afluências pluviais indevidas, para qualquer evento de precipitação real ou de projeto. Assim, promoveu-se o ajuste dos parâmetros RTK ao evento de precipitação e caudal observado. Posteriormente, a validação dos resultados foi realizada através da comparação da resposta do modelo matemático desenvolvido no *SWMM*, incorporando os parâmetros RTK definidos, com o registo de caudal observado.

É importante referir, que os dados de precipitação utilizados não correspondem a uma instalação (udómetro) específico para a bacia de drenagem, potenciando a discrepância entre os registos de caudal e os dados utilizados. Por outro lado, os dados não apresentam o intervalo de registo considerado como ideal (3 em 3 horas) para um estudo de modelação dinâmica de um sistema interceptador.

5.2.1. Identificação dos eventos de precipitação

O registo de precipitação e caudal inicia-se em outubro de 2011 e termina no final de setembro de 2013. A análise preliminar, realizada no *SSOAP*, analisou os períodos em que o valor de caudal observado ultrapassa o valor espectável para tempo seco, por um período

de tempo superior a 6 horas. Esta definição permitiu sinalizar um conjunto de 160 eventos de precipitação no período em análise, cuja informação está compilada no Anexo C.

Numa segunda etapa, com o objetivo de refinar a seleção anterior, procedeu-se à introdução dos seguintes critérios, requeridos pela análise do módulo funcional de análise de eventos RDII disponibilizada pelo *SSOAP* (EPA, 2014): i) um valor mínimo de caudal de aflúências indevidas (RDII) igual a 40 l/s; ii) um período mínimo de 6 horas em que se observa um aumento do caudal de aflúências pluviais indevidas; e iii) uma altura de precipitação total superior a 5 mm. Por outro lado, foram eliminados os eventos de aflúências pluviais indevidas (RDII) em que não se verifica uma correlação com os registos de intensidade de precipitação. Assim, foram sinalizados 18 eventos RDII no período em análise (Figura 35 e Figura 36).

A seleção de eventos, cuja informação é apresentada no Quadro 13, apresenta valores de duração abrangentes, compreendendo um valor mínimo de 9 horas e máximo de 616 horas. A existência de eventos *RDII* com duração significativa, isto é, períodos longos em que o sistema não retoma os níveis de caudal de tempo seco, é relevante para a análise do sistema, porque engloba o efeito da precipitação no aumento da infiltração ao sistema.

Por outro lado, os eventos de aflúências pluviais indevidas estão associados a valores de precipitação média heterogêneos, variando de um valor máximo de 5.24 mm/h, para o evento 14, e um valor mínimo de 0.48 mm/h, para o evento 18. Os resultados estão intimamente correlacionados com a duração total do evento, até porque, não se verifica a mesma disparidade nos valores de precipitação máxima. Por último, salienta-se que o caudal máximo observado insere-se, para praticamente a totalidade dos eventos selecionados, no intervalo dos 80 l/s a 100 l/s, não existindo uma correlação com os valores registados para intensidade máxima, intensidade média ou duração do evento.

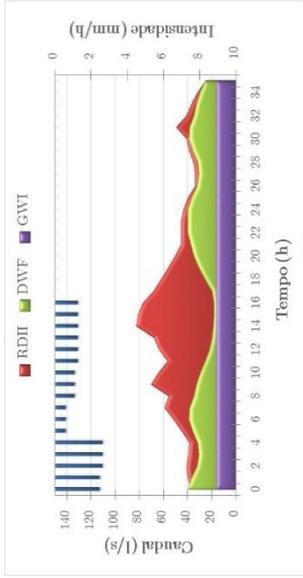
É de referir que os dados dos 18 eventos de aflúências pluviiais indevidas se encontram apresentados no Anexo C.

Quadro 13. Resultados dos eventos de precipitação e respetivo evento RDII

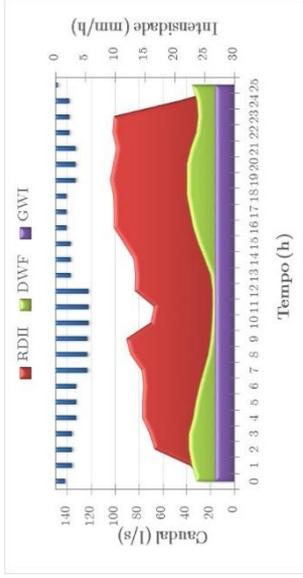
Evento n°	Início Data	Evento de precipitação				Evento RDII					
		Duração [h]	Precipitação Total [mm]	Intensidade Máxima [mm/h]	Intensidade Média [mm/h]	Duração [h]	Volume RDII [l]	Altura Precipitação Efetiva [mm]	R Total	Caudal de Ponta Observado [l/s]	Caudal Médio Observado [l/s]
1	11-11-11 4:00	15	61.79	7.85	4.12	23	2421.84	0.184	0.0030	93.33	58.30
2	11-14-2011 20:00	24	81.59	5.45	3.40	25	4432.975	0.336	0.0041	103.89	77.76
3	11-21-2011 16:00	15	25.19	2.62	1.68	35	2397.345	0.182	0.0072	82.22	49.75
4	12-10-11 5:00	39	49.39	6.48	1.27	40	3214.278	0.244	0.0049	82.78	52.67
5	12-12-11 1:00	57	81.39	6.24	1.43	59	3058.4651	0.232	0.0029	78.89	43.17
6	1-1-12 18:00	43	21.59	4.10	0.50	43	2169.783	0.165	0.0076	87.22	43.06
7	4-13-2012 20:00	24	69.74	6.81	2.91	27	2220.666	0.169	0.0024	83.61	53.63
8	4-20-2012 01:00	9	21.12	2.71	2.35	11	1036.168	0.079	0.0037	69.17	48.43
9	4-25-2012 06:00	28	58.5	7.68	2.09	29	2006.287	0.152	0.0026	85	47.04
10	2-5-12 23:00	69	161.49	4.46	2.34	72	4925.123	0.374	0.0023	76.94	49.25
11	5-7-12 12:00	44	100.65	6.64	2.29	150	7038.916	0.534	0.0053	86.11	43.67
12	11-3-12 5:00	17	38.51	6.59	2.27	18	1120.518	0.085	0.0022	69.17	47.72
13	11-10-12 5:00	23	26.62	2.52	1.16	23	1074.537	0.082	0.0031	62.78	43.34
14	12-13-2012 15:00	94	492.45	25.86	5.24	94	10821.52	0.821	0.0017	110.28	62.10
15	12-17-2012 16:00	495	343.74	12.22	0.69	499	39069.21	2.965	0.0086	101.11	52.02
16	1-8-13 12:00	226	324.37	10.15	1.44	235	1629.52	1.237	0.0038	101.39	49.61
17	1-18-2013 17:00	83	326.9	24.52	3.94	83	16432.77	1.247	0.0038	110.28	85.20
18	1-29-2013 18:00	616	294.41	4.66	0.48	622	45540.25	3.456	0.0117	86.94	50.68

Figura 35. Eventos RDII com hietograma associado, do evento 1 a 9

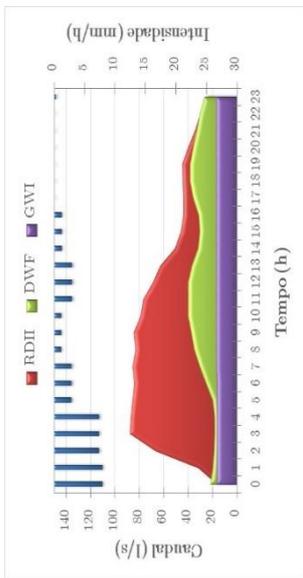
Evento 1 – 11/11/2011 04:00 até 11/12/2011 03:00



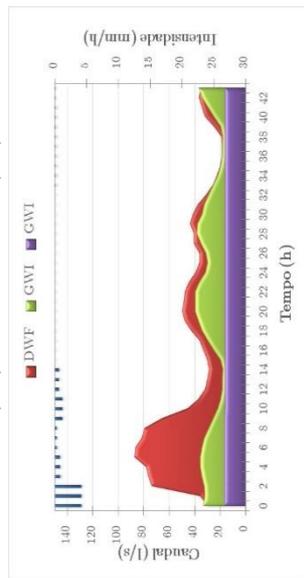
Evento 2 – 11/14/2011 20:00 até 11/15/2011 21:00



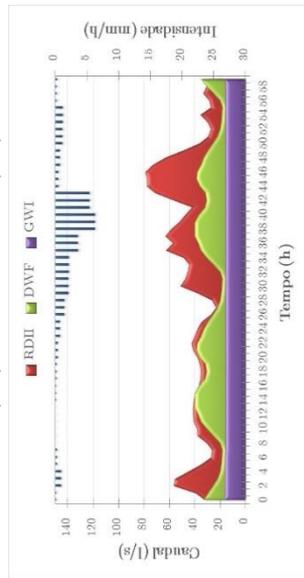
Evento 3 – 11/21/2011 16:00 até 11/23/2011 03:00



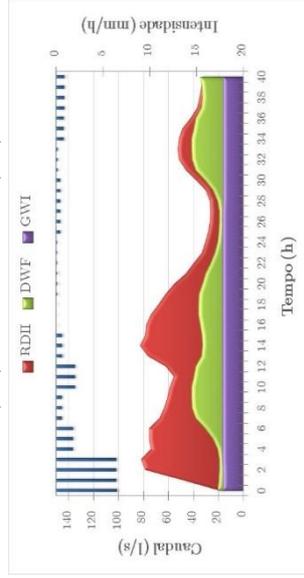
Evento 4 – 12/10/2011 05:00 até 12/11/2011 21:00



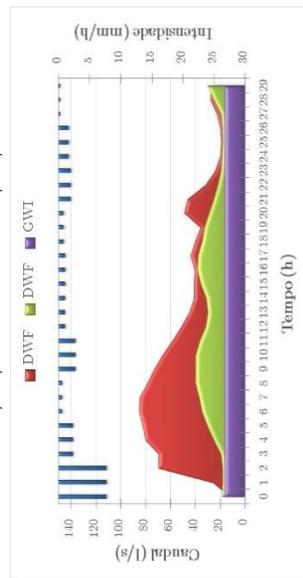
Evento 5 – 12/12/2011 01:00 até 12/14/2011 12:00



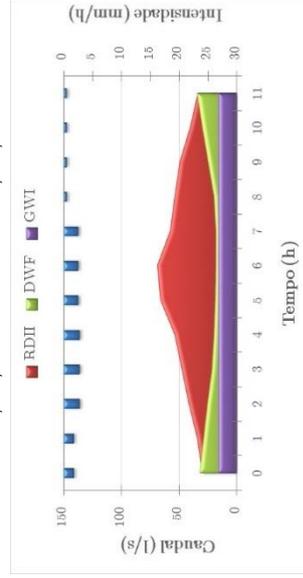
Evento 6 – 01/01/2012 18:00 até 01/03/2012 13:00



Evento 7 – 4/13/2012 20:00 até 4/14/2012 23:00



Evento 8 – 4/20/2012 01:00 até 4/20/2012 12:00



Evento 9 – 4/25/2012 06:00 até 4/26/2012 11:00

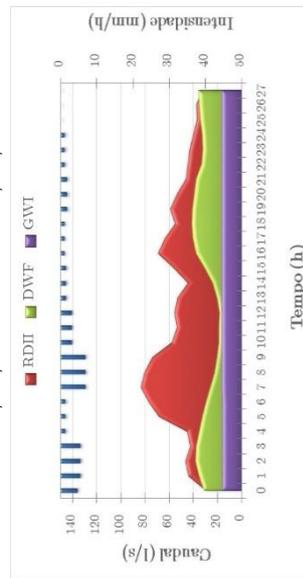
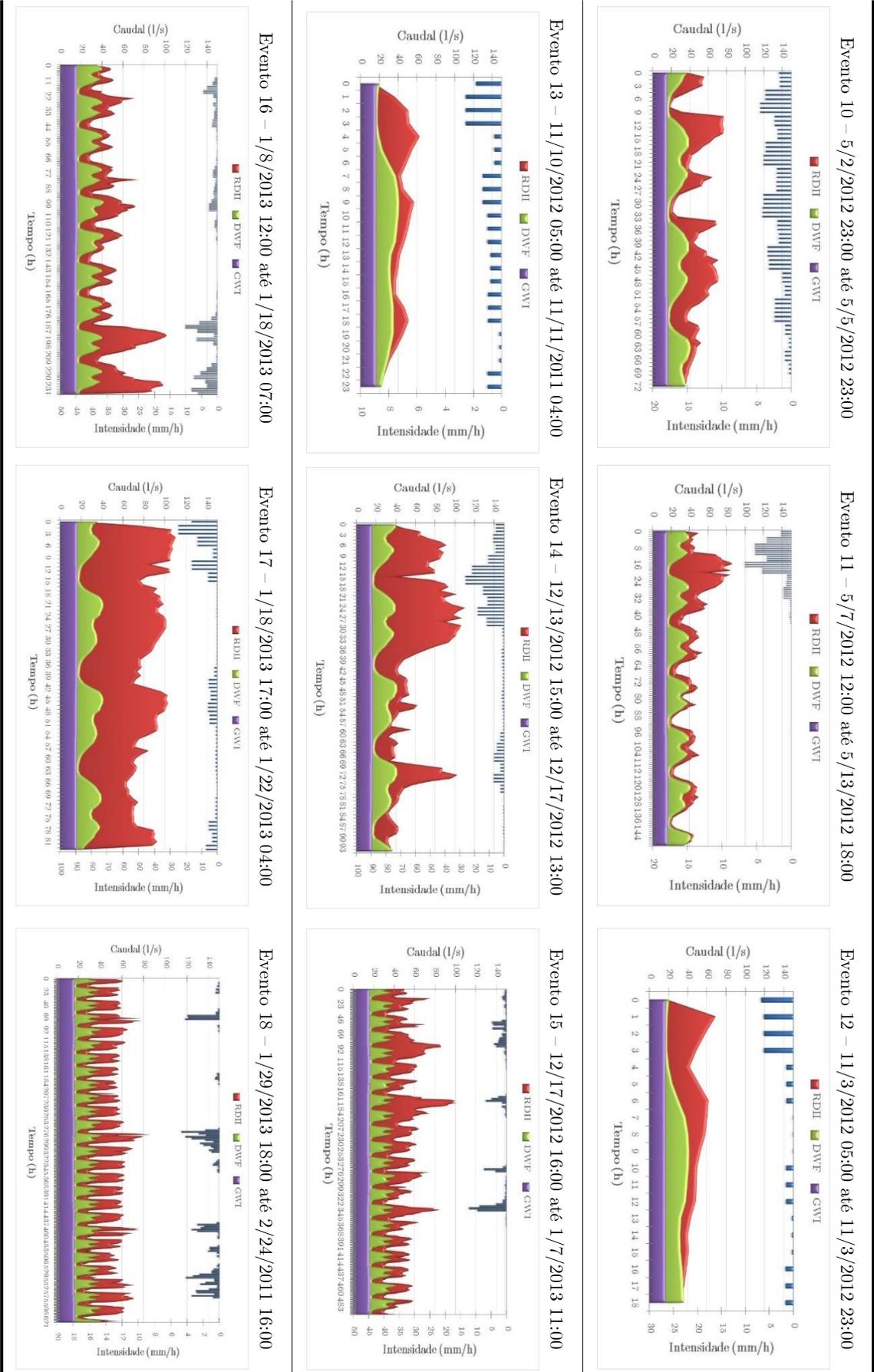


Figura 36. Eventos RDII com hietograma associado, do evento 10 a 18



5.2.2. Critério de classificação dos eventos de precipitação

A calibração das afluências pluviais indevidas deve basear-se em eventos de precipitação padrão. Por outro lado, o parâmetro que classifica os eventos de afluências pluviais indevidas deve ser associado meramente ao evento de precipitação, para facilitar a simulação de eventos pluviométricos futuros. Assim, considerando que a severidade de um evento de precipitação está intimamente relacionado com o caudal máximo de afluências pluviais indevidas e os volumes de precipitação que entram no sistema, serão analisados o comportamento destes parâmetros em função das seguintes variáveis, associadas ao evento de precipitação: altura de precipitação total, duração do evento, intensidade média e máxima do evento de precipitação.

A análise entre a fração do volume de precipitação total que entra para o sistema de drenagem (R) e altura total de precipitação associada ao evento (Figura 37), não apresenta uma correlação evidente.

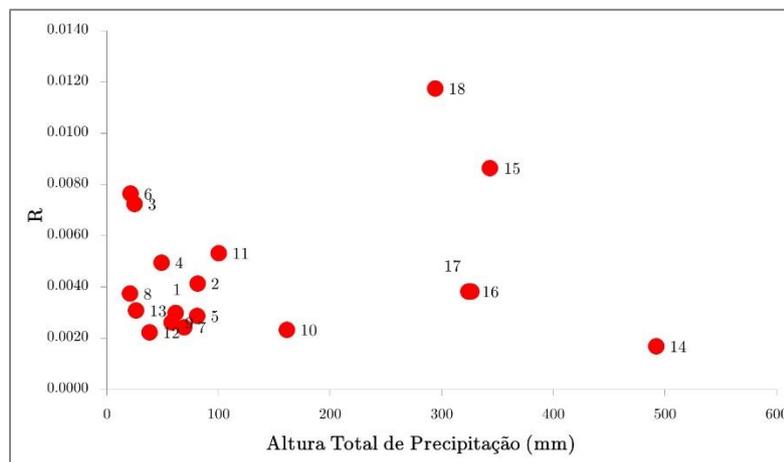


Figura 37. Relação entre R e a altura total de precipitação

No mesmo sentido, a comparação da fração do volume de precipitação total que entra para o sistema de drenagem (R) com duração do evento de precipitação, também não denota qualquer relação clara, patente na dispersão dos dados (Figura 38). É importante referir que

o aumento do valor de R com a duração do evento, observável no evento 16,15,18, não permite definir uma correlação entre as variáveis.

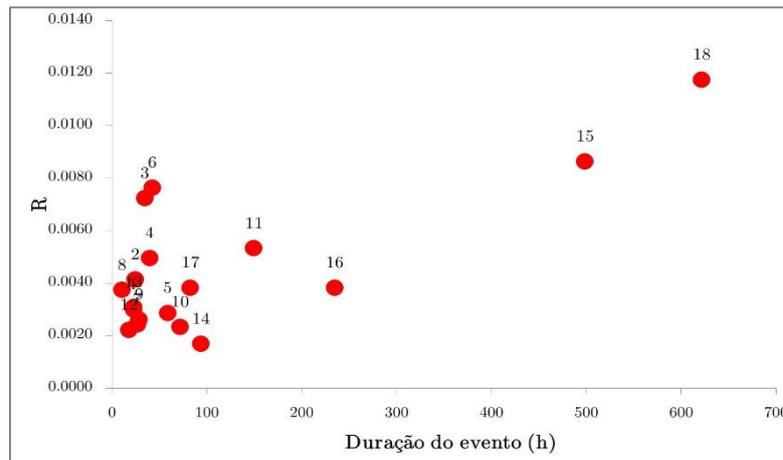


Figura 38. Relação entre R e a duração do evento

Contudo, verifica-se uma relação entre os valores de intensidade média de precipitação e o valor de R (Figura 39). Na verdade, observa-se que o aumento da intensidade média de um evento de precipitação leva, regra geral, ao decréscimo do índice de R. Isto é, quanto maior for a intensidade média do evento de precipitação, menor a percentagem do volume de precipitação afluente ao sistema de drenagem.

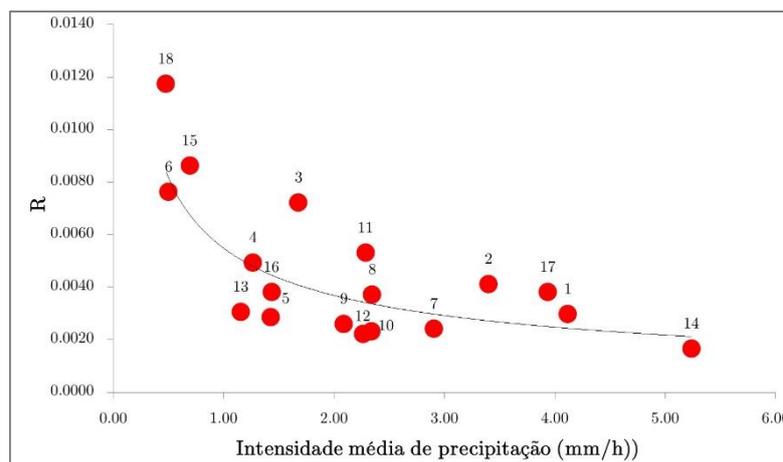


Figura 39. Relação entre R e a intensidade média de precipitação

O aumento da intensidade máxima de precipitação corresponde, para as mesmas condições iniciais, ao aumento do caudal máximo de afluições pluviais indevidas. Contudo, ao analisar a correspondência entre as duas variáveis para o sistema interceptor de Lordelo, a relação

não surge como evidente. Este facto será analisado posteriormente, mas, provavelmente prende-se com a existência de descargas descontroladas, não registada na medição global do sistema, aquando de eventos de precipitação com maior severidade.

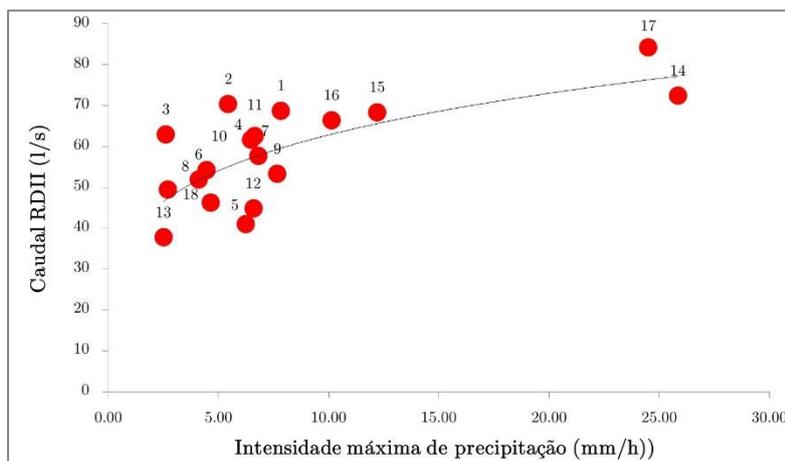


Figura 40. Relação entre RDII e a intensidade máxima de precipitação

A análise anterior não permite estabelecer uma correlação inequívoca entre a intensidade média e máxima de precipitação registada para cada evento de precipitação, com a severidade das afluições pluviais indevidas registadas. Assim, opta-se pela classificação do evento, através da comparação da intensidade média do evento de precipitação com as curvas intensidade-duração-frequência (IDF), e, posterior atribuição de um período de retorno de referência.

Desta forma, e tendo em consideração a região em análise, analisaram-se e agruparam-se os eventos de precipitação por período de retorno, de acordo com a metodologia proposta por MATOS (1987). Os parâmetros das curvas IDF são apresentados no Quadro 14.

Quadro 14. Parâmetros, a e b, das curvas IDF para o distrito do Porto (retirado de MARTINS (2000), adaptado de MATOS (1987))

Região	T	2	5	10	20	50	100
	[Anos]						
PORTO	a	209.89	268.60	303.74	334.95	372.82	399.66
	b	-0.606	-0.613	-0.617	-0.619	-0.622	-0.624

A distribuição dos eventos por período de retorno é apresentada no Quadro 15.

Quadro 15. Eventos de precipitação por períodos de retorno

Período de Retorno	Evento n°
2 Anos	3,4,5,6,8,9,12 e 13
5 Anos	1 e 7
10 Anos	2 e 11
20 Anos	18
100 Anos	10, 14, 15, 16 e 17

5.2.3. Metodologia para definição dos parâmetros RTK

A análise das aflúências pluviais indevidas (RDII) passa pela definição e ajuste dos parâmetros RTK para cada evento de precipitação selecionado. O *SSOAP* simplifica o procedimento ao construir o hidrograma total, a partir dos parâmetros RTK atribuídos pelo utilizador para os três hidrogramas (resposta rápida, média e lenta), e apresentando os hidrogramas de caudal de aflúências pluviais indevidas observado e simulado, para comparação em modo gráfico (Figura 41).

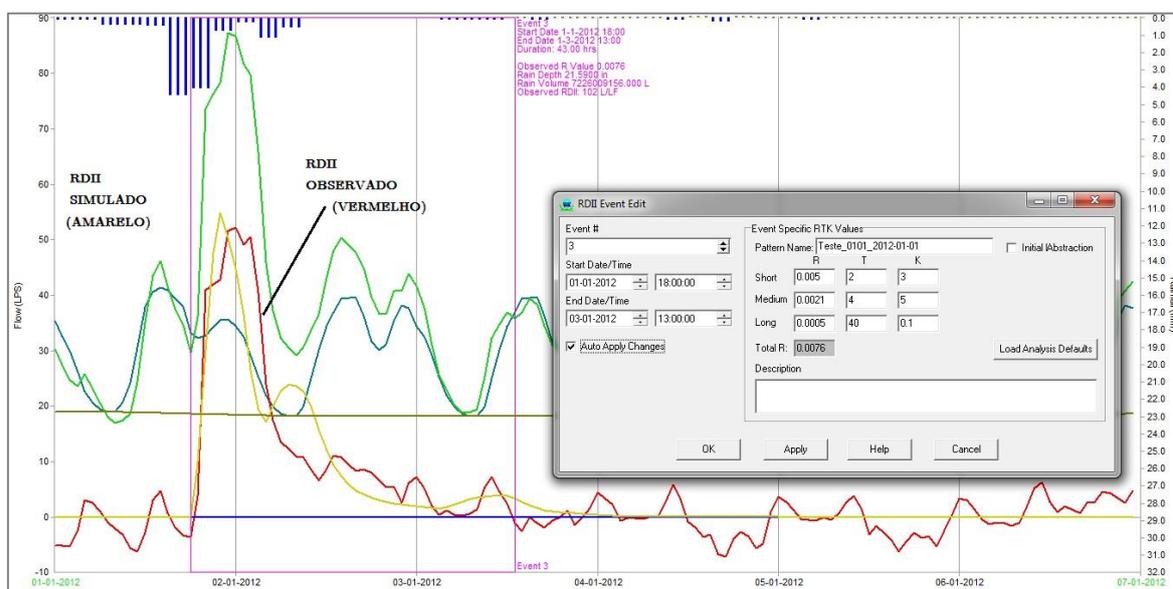


Figura 41. Exemplo Gráfico RDII e Parâmetros RTK específicos de um evento individual

O Quadro 16 apresenta um conjunto de critérios e regras a serem respeitados na aplicação do método RTK para a correta simulação da resposta do sistema. Estes parâmetros nortearam a definição da metodologia apresentada subsequentemente (WAPUG, 2002).

Quadro 16. Critérios para definição dos parâmetros RTK

Critério	Descrição
Total de R	O valor total de R tem que ser o somatório dos três R, se forem utilizados os 3
Parâmetros T e K (1)	Os parâmetros T e K devem ser semelhantes para eventos de precipitação distintos na mesma bacia de drenagem
Parâmetros T e K (2)	A necessidade de alterar significativamente os parâmetros T e K para um evento particular é um sinal que os dados de caudal não são representativos da precipitação que caiu sobre a bacia para o evento
Parâmetros T	Em todos os casos, $T1 < T2 < T3$
Parâmetros K	Na maior parte dos casos, $K1 < K2 < K3$

Os parâmetros RTK ajustados para os 18 eventos de aflúncias pluviais indevidas são apresentados no Quadro 18, conjuntamente com as características dos eventos de precipitação apresentados no Quadro 17, ambos agrupados por período de retorno.

Quadro 17. Características dos eventos de precipitação para os 18 eventos de precipitação.

T [Anos]	Evento	Data	Duração [h]	Altura de Precipitação Total [mm]	Intensidade Máxima Precipitação [mm/h]	Intensidade Média Precipitação [mm/h]
2 Anos	3	11-21-2011	15	25.19	2.62	1.68
	4	12-10-2011 05:00	39	49.39	6.48	1.27
	5	12-12-2011 01:00	57	69.74	6.24	1.43
	6	1-1-2012 18:00	43	21.59	4.10	0.50
	8	4-20-2012 01:00	9	21.12	2.71	2.35
	9	4-25-2012 06:00	28	58.5	7.68	2.09
	12	11-03-2012 05:00	17	38.51	6.59	2.27
5 Anos	13	11-10-2012 05:00	23	26.62	2.52	1.16
	1	11-11-2011 04:00	15	61.79	7.85	4.12
10 Anos	7	4-13-2012 20:00	24	492.45	6.81	2.91
	2	11-14-2011 20:00	23	81.59	5.45	3.40
20 Anos	11	05-07-2012 12:00	44	100.43	6.64	2.91
	18	1-29-2013 18:00	616	294.41	4.66	0.48
100 Anos	10	05-02-2012 23:00	69	161.49	4.46	1.16
	14	12-13-2012 15:00	94	492.45	25.86	5.24
	15	12-17-2012 16:00	495	343.74	12.22	0.69
	16	1-08-2013 12:00	226	324.37	10.15	1.44
	17	1-18-2013 17:00	83	326.9	24.52	3.94

Quadro 18. Parâmetros RTK dos eventos RDI selecionados

T [Anos]	Evento	Data	Caudal RDI [l/s]	Duração Total RDI [h]	R Total [%]	R1	T1	K1	R2	T2	K2	R3	T3	K3
2 Anos	3	11-21-2011	81,39	35	1.1%	0.9%	5	2	0.1%	1	2	0.1%	1	0.1
	4	12-10-2011 05:00	80,695	40	0.49 %	0.15 %	1	0.2	0.15 %	12	0.8	0.19 %	16	0.2
	5	12-12-2011 01:00	78,195	59	0.29 %	0.2 %	2.5	0.1	0.04 %	6	2	0.05 %	10	10
	6	1-1-2012 18:00	86,945	43	0.76 %	0.5 %	2	3	0.21 %	4	5	0.05 %	40	0.1
5 Anos	8	4-20-2012 01:00	67,92	11	0.37%	0.3%	2	0.1	0.05%	4	1	0.02%	4	1
	9	4-25-2012 06:00	84,72	29	0.26 %	0.15 %	3	0.1	0.09 %	6	0.5	0.02 %	7	10
	12	11-03-2012 05:00	64,03	18	0.22 %	0.1 %	1	0.1	0.08 %	5	0.5	0.01 %	7	10
	13	11-10-2012 05:00	59,03	23	0.31%	0.29%	2	0.1	0.01%	5	7	0.01%	10	7
	1	11-11-2011 04:00	86,945	23	0.30 %	0.26 %	2.5	1	0.02 %	3	3	0.02 %	5	5
10 Anos	7	4-13-2012 20:00	82,085	27	0.24 %	0.08 %	1	0.1	0.16 %	8	0.6	-	-	-
	2	11-14-2011 20:00	102,64	24	0.41 %	0.1 %	1	0.2	0.16 %	5	2	0.15 %	10	1
20 Anos	11	05-07-2012 12:00	84,86	150	0.53 %	0.23 %	6	0.1	0.2 %	30	2	0.1 %	90	5
	18	1-29-2013 18:00	80,415	622	0.97%	0.2%	5	2	0.5%	10	5	0.27%	50	8
	10	05-02-2012 23:00	76,665	72	0.23 %	0.23 %	1	0.6	-	-	-	-	-	-
100 Anos	14	12-13-2012 15:00	106,53	94	0.17 %	0.01 %	0.1	1	0.11 %	5	3	0.05 %	30	1
	15	12-17-2012 16:00	99,025	499	0.33%	0.2%	1	0.1	0.1%	3	5	0.03%	8	10
	16	1-08-2013 12:00	100,975	235	0.38 %	0.1 %	2	1	0.13 %	5	7	0.15 %	7	2
	17	1-18-2013 17:00	109,445	83	0.38 %	0.1 %	6	0.6	0.13 %	25	0.9	0.15 %	40	1

5.2.3.1. Validação dos parâmetros RTK em função do hidrograma RDII

A análise preliminar aos 18 eventos de afluência pluvial indevida verificou uma correspondência temporal entre os registos de precipitação e o aumento do caudal de afluências pluviais indevidas no sistema. Contudo, uma observação mais atenta aponta discrepâncias entre as grandezas, precipitação e caudal pluvial indevido, para o período em avaliação. Este comportamento resultará, provavelmente, da falta de representatividade dos registos de precipitação para a bacia de drenagem em estudo.

Este aspeto revela-se, posteriormente, na disparidade assinalável entre os parâmetros T e K, entre os diversos eventos de precipitação (Quadro 18), sinal que os dados de caudal de afluências pluviais indevidas podem não ser correlacionáveis com o registo de precipitação. É importante referir que, idealmente, os valores de T e K, para o mesmo tipo de hidrograma de resposta, deveriam ser da mesma ordem de grandeza, independentemente do evento de precipitação. Porém, tal não se verificou e uma avaliação mais atenta revelou um conjunto de fatores que justificam a mesma discrepância.

A visualização dos eventos 3, 8 e 15 salienta uma falta de correlação entre os dados de caudal e de precipitação, que aconselha à eliminação destes eventos. A observação da Figura 42 permite identificar situações onde o aumento de intensidade de precipitação, contra todas as evidências, corresponde a uma diminuição do caudal observado.

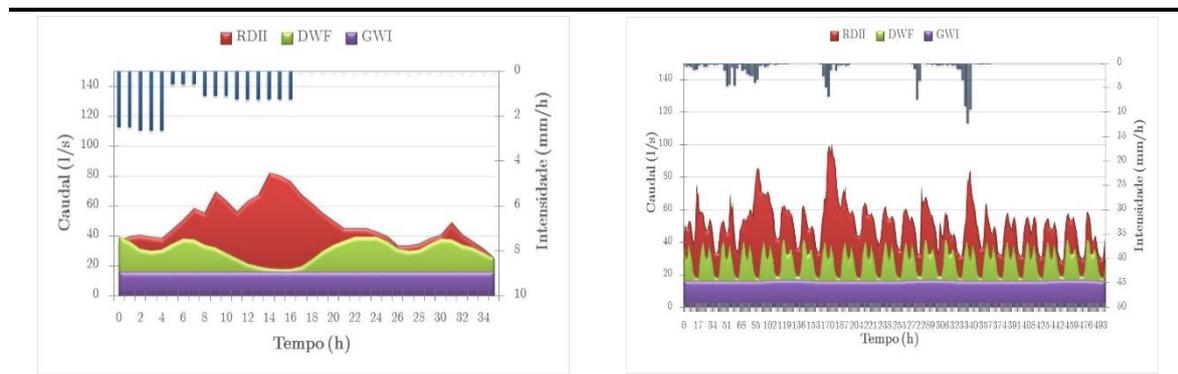


Figura 42. Representação dos eventos 3 e 15

Por outro lado, um segundo ponto a analisar é a relação entre o caudal máximo de afluições pluviais indevidas e a precipitação. A análise específica de 4 eventos de precipitação (Figura 43), correspondendo a eventos de precipitação com variações significativas de intensidade máxima (o evento 6 apresenta uma intensidade máxima de 4.10 mm/h e o evento 9 um valor de 7.68 mm/h), revela que o caudal RDII atinge o valor máximo de 80 l/s para o evento com menos intensidade de precipitação e não ultrapassa este patamar com o aumento da intensidade. Este aspeto pode ser explicado, com o facto de o sistema atingir a sua capacidade máxima de transporte para o evento de menor precipitação máxima (evento 6), descarregando o caudal excedentário para os restantes eventos.

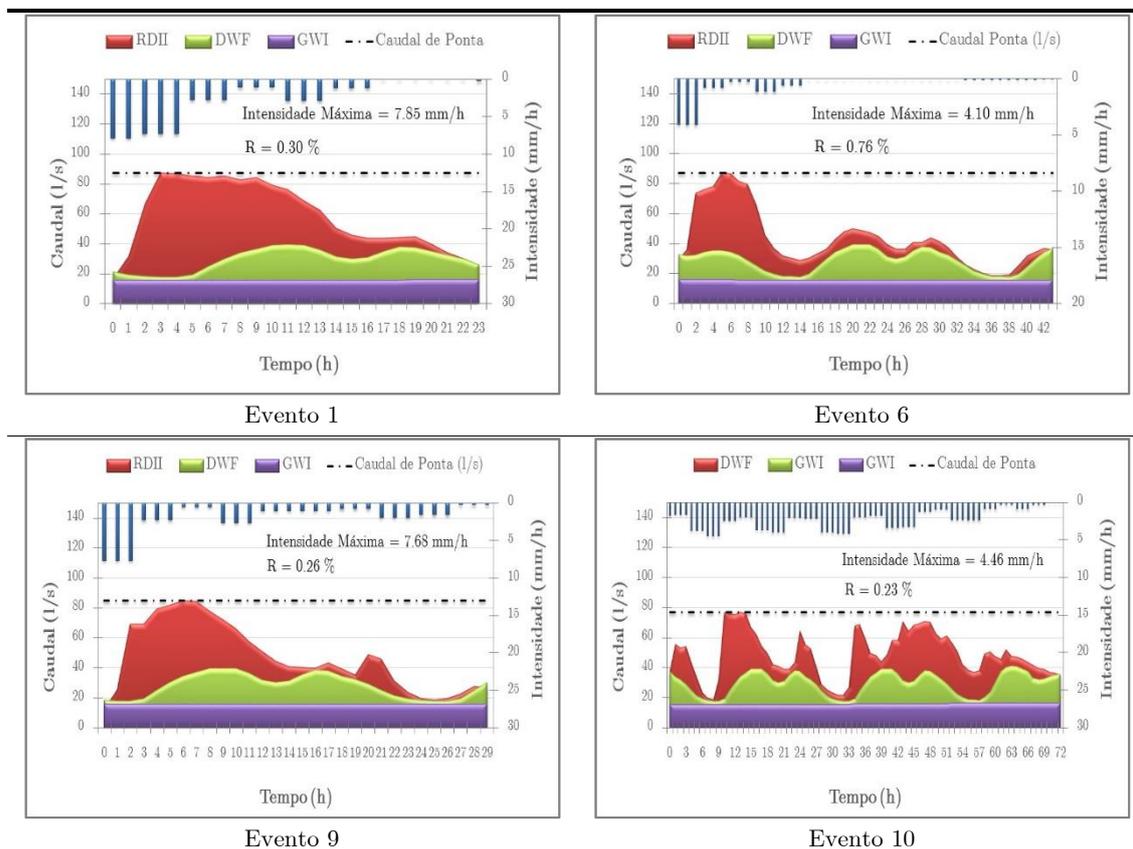


Figura 43. Hidrograma RDII e registo de precipitação para os eventos de precipitação 1, 6, 9 e 10

Por outro lado, e comprovando a análise anterior, o evento 6 apresenta o valor mais elevado da proporção do volume de precipitação que aflui ao sistema ($R=0.76\%$), com uma intensidade máxima de precipitação correspondente a 4.10 mm/h, o valor mínimo registado

dentro do período de retorno de 2 anos. Na verdade, os eventos 8 e 13 apresentam um valor de intensidades inferiores ao evento 6, bem como, valores de R menores que 0.76%, contrariando a regra definida anteriormente. No entanto, nos eventos 8 e 13 a precipitação não atinge o valor mínimo para gerar o escoamento de superfície, o que leva a excluir os mesmos da análise anterior.

O cálculo das perdas iniciais de precipitação para as características da bacia de drenagem em análise é de 4 mm/h (valor calculado a partir do número de escoamento CN, em função do tipo de solo), valor superior à precipitação registada aquando dos eventos referidos anteriormente. Este valor compara com 2.71 mm/h e 2.52 mm/h para os eventos 8 e 13, respetivamente, aconselhando a não considerar estes eventos de precipitação.

A análise anterior pode ser repetida para diversos eventos com a mesma conclusão. O evento 6 corresponde ao valor máximo de aflúências pluviais indevidas que o sistema consegue transportar. Assim, considera-se, nesta fase, os parâmetros RTK definidos para o evento 6 como representativos da resposta da totalidade do sistema.

5.2.3.2. Análise dos parâmetros RTK

A escolha dos parâmetros RTK pressupõe um ajuste inicial entre os hidrogramas gerados e os hidrogramas observados para que cumpram os seguintes critérios: um erro volumétrico entre -10% e +20% e um erro nos caudais de ponta entre -15% e +25%]. Assim, como se verifica no Quadro 19 o ajuste realizado cumpre os critérios definidos.

Quadro 19. Cálculo do erro volumétrico e de caudal de ponta – Evento 6

Volume Total do Evento de Precipitação [litros]			Caudal de Ponta Total [l/s]			Caudal de Ponta Inflow/Infiltration [l/s]		
Obs.	Sim.	Dif.[%]	Obs.	Sim.	Dif.[%]	Obs.	Sim.	Dif.[%]
6821028.00	6759372.84	-0.90	86.95	88.16	+1.40	51.89	52.57	-1.32

Por fim, evidencia-se que o evento 6 apresenta um aumento de caudal praticamente instantâneo após o início do evento de precipitação. Na verdade, aproximadamente 65% do volume afluente corresponde as aflúncias pluviais diretas, patente no valor de R1.

5.2.4. Calibração da aflúncia pluvial no *SWMM*

A validação das aflúncias pluviais indevidas, baseadas nos parâmetros RTK definidos e atribuídos inicialmente à totalidade da bacia de drenagem, será realizado no *SWMM* através da comparação dos hidrogramas simulados e observados. A calibração será realizada exclusivamente para o evento de precipitação 6, sendo, posteriormente, analisada para os eventos de precipitação 11 e 16, escolhidos por apresentarem um período de retorno superior.

É importante referir que a situação ideal seria calibrar e validar os valores RTK por ponto de entrega, mas tal implicaria a existência de um registo de medições de caudal por ponto de entrega.

A validação e calibração para o tempo húmido baseia-se nos critérios definidos em WAPUG (2002), conforme o procedimento já utilizado para o tempo seco.

Quadro 20. Critérios de validação e calibração do caudal de tempo húmido

Critério	Descrição
Forma	A forma dos hidrogramas previstos devem acompanhar de perto o caudal medido
Tempo	O tempo dos picos máximos e mínimos devem ser semelhantes
Erro no Caudal de Ponta	Dentro de - 15 % a + 25 % do caudal de pico medido
Erro Volumétrico	Dentro de - 10 % a + 20 % do volume medido

Após uma primeira simulação, verificou-se que os parâmetros RTK definidos não respeitam os critérios propostos, sendo necessário ajustar o modelo para que os resultados estimados e observados estejam dentro dos valores de referência.

Assim, compreendendo a influência da distância entre o ponto de medição e os pontos de entrada das bacias de drenagem, os parâmetros T e K precisaram de ser ajustados para contabilizar os tempos de percurso.

Quadro 21 Parâmetros antes e após a calibração

Tipo de resposta	Antes da calibração			Após calibração		
	R [%]	T [horas]	K [-]	R [%]	T [horas]	K [-]
Rápida	0.5	2	3	0.5	2	3
Intermédia	0.21	4	5	0.21	50	8
Lenta	0.05	40	0.1	0.05	90	0.5

Após esta calibração, verificou-se um ajuste aceitável entre os hidrogramas, apresentando um erro volumétrico de 10.94% e um erro de caudal de ponta de 8.17% (Figura 44).

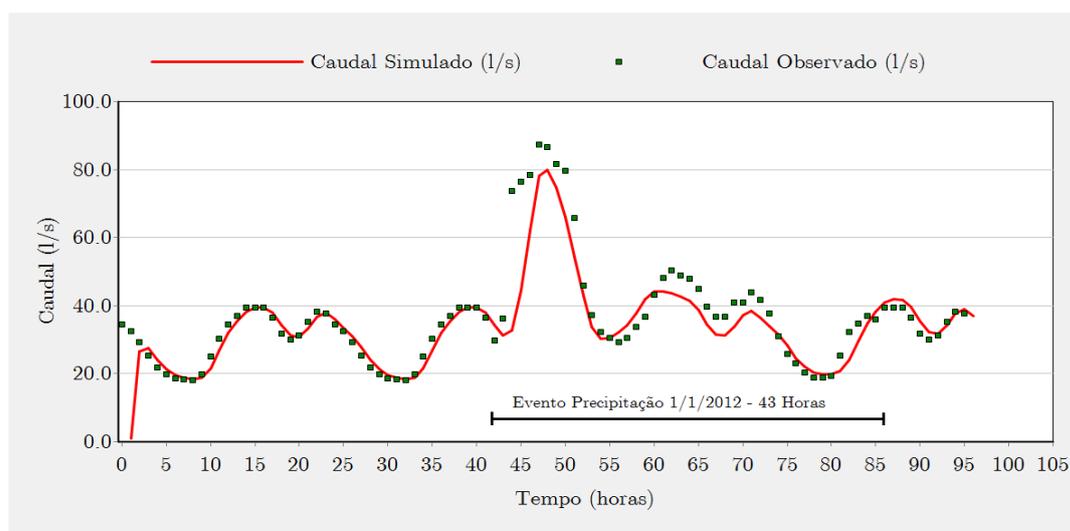


Figura 44. Hidrograma simulado e observado após a calibração dos parâmetros RTK

Contudo, os valores RTK ajustados devem ser validados para intensidades de precipitação superiores.

Assim, foram selecionados os registos de precipitação dos dias 05/07/2012 (evento 11) e 1/8/2012 (evento 16), nos quais, os valores máximos de intensidade de precipitação registados foram, respetivamente, de 6.64 mm/h e 10.15 mm/h. A razão de validar o modelo

para dois eventos pluviométricos com período de retorno superior, baseia-se na garantia dos resultados para eventos de precipitação mais gravosos.

A verificação do comportamento do modelo para parâmetros RTK homogêneos não permite obter uma correspondência entre os caudais simulados e os caudais observados para ambos os eventos 11 e 16. Na verdade, os caudais máximos observados não são atingidos pelos hidrogramas simulados. A este ponto acrescenta-se o registo de volumes descarregados relevantes, para ambos os eventos de precipitação, na zona III do sistema interceptor. Assim, conclui-se que são as bacias de drenagem associadas à zona V as responsáveis pelo aumento do caudal observado e não simulado, visto que, o sistema não apresenta capacidade de transporte de um caudal superior através da zona III.

Assim, optou-se por uma distribuição heterogênea dos parâmetros RTK, considerando valores distintos entre o conjunto das bacias de drenagem I1 a I9 e I10 a MC. Após vários testes de simulação, obtiveram-se os resultados apresentados no Quadro 22, respeitando os critérios anteriormente estabelecidos para a validação.

Quadro 22. Parâmetros RTK para os dois conjuntos de bacias de drenagem

	I1 até I9			I11 até MC		
	R [%]	T [horas]	K [-]	R [%]	T [horas]	K [-]
Resposta Rápida	0.234	2	3	0.266	2	3
Resposta Intermédia	0.098	50	8	0.112	50	8
Resposta Lenta	0.023	90	0.5	0.027	90	0.5

Os valores dos erros associados ao volume de escoamento e ao caudal de ponta, apresentam-se dentro da gama de valores para validação, considerando-se aceitáveis os pressupostos enunciados (Quadro 23).

Quadro 23. Erros volumétrico e do caudal de ponta para os eventos 11 e 16

Nº Evento	Data	Erro Volumétrico [%]	Erro no Caudal de Ponta [%]
Evento 11	05-07-2012	12.30	7.96
Evento 16	1-08-2013	13.16	- 3.94

Os hidrogramas medidos e simulados para os dois eventos são apresentados nas Figura 45 e Figura 46.

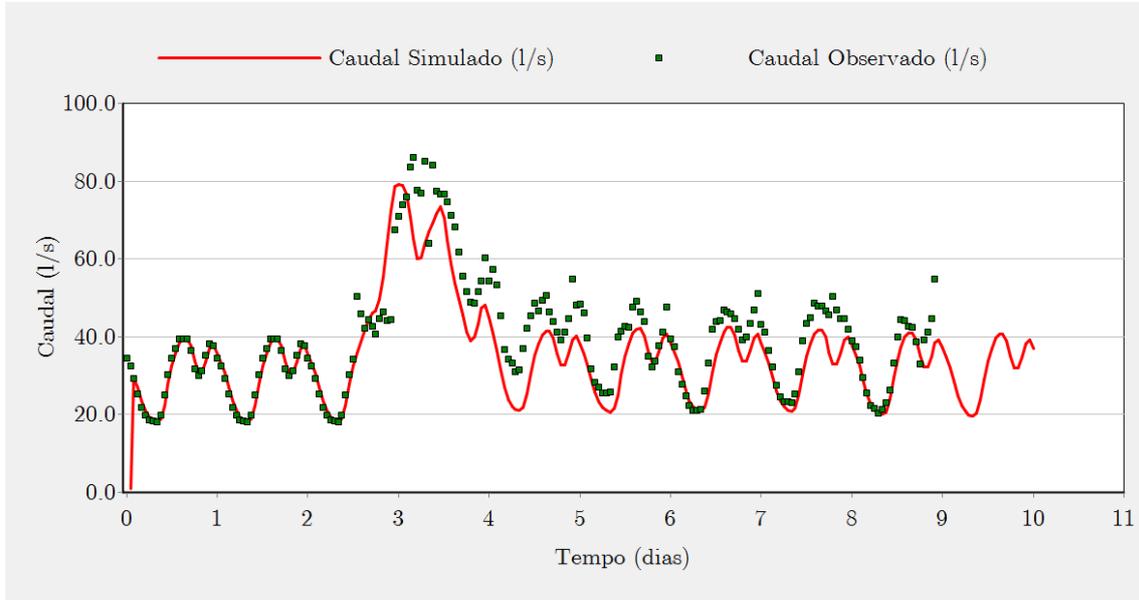


Figura 45. Hidrograma observado e simulado para o evento 11 (evento pluviométrico de 05/07/2012)

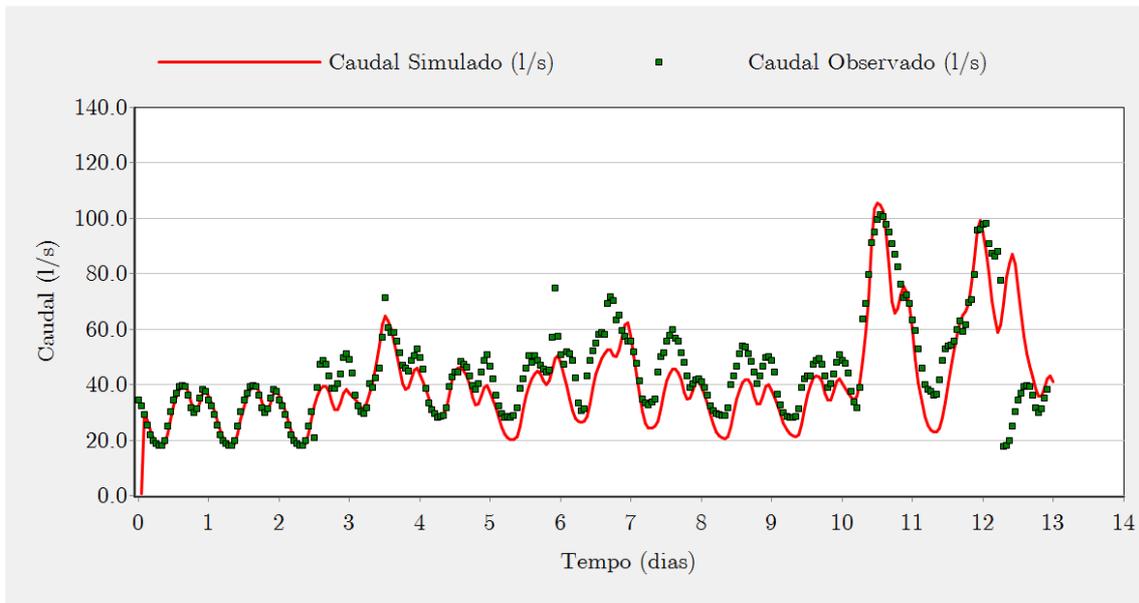


Figura 46. Hidrograma observado e simulado para o evento 16 (evento pluviométrico de 01/08/2013)

Na prática, foi feita uma calibração para o evento 6, outra para os eventos 11 e 16.

6. DIAGNÓSTICO HIDRÁULICO E SANITÁRIO DO MODELO

O presente capítulo apresenta o diagnóstico do funcionamento hidráulico e sanitário do modelo hidráulico desenvolvido, tendo em atenção os cenários calibrados anteriormente, e expõe uma proposta de intervenção. Assim, estruturou-se a avaliação em 4 cenários distintos, sendo:

- Cenário 1 – Diagnóstico hidráulico e sanitário do sistema interceptor atual para o hidrograma calibrado de tempo seco;
- Cenário 2 – Diagnóstico do sistema atual em tempo seco, mas considerando um aumento de 100% do volume de infiltração de base;
- Cenário 3 – Diagnóstico hidráulico do sistema interceptor atual para 3 eventos de precipitação padrão, considerando o volume de infiltração atual (Cenário 1) e os parâmetros RTK calibrados anteriormente;
- Cenário 4 – Apresentação e simulação de três propostas de intervenção visando a melhoria do comportamento do sistema face às afluências pluviais indevidas.

O diagnóstico hidráulico e sanitário será realizado, em primeiro lugar, através da aferição das normas regulamentares impostas pelo Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (Decreto-lei de 23/95). A legislação abarca a verificação da inclinação dos coletores $i_{\text{coletores}}$, da velocidade máxima e mínima de escoamento e da altura máxima da lâmina líquida (h/D). Assim, segundo o Decreto-lei de 23/95, os critérios de verificação são os seguintes:

- $0.3 \leq i \leq 15 \%$ (Artigo 133º do DR23/95)
- $0.6 \text{ m/s} \leq v \leq 3 \text{ m/s}$ (Artigo 133º do DR23/95)

- $h/D \leq 0.5$, para diâmetros inferiores a 500 mm (Artigo 126º do DR23/95)

Para além das questões regulamentares será analisado o volume de entrada e saída do sistema, bem como, as situações de escoamento em secção cheia e os pontos de extravasamento de caudal pelas câmaras de visita.

De seguida apresenta-se um resumo dos principais resultados, de acordo com o zonamento do sistema referido no Capítulo 3, remetendo-se para o Anexo D a apresentação detalhada dos resultados.

6.1. Cenário 1

A simulação em tempo seco visa, primeiramente, analisar as condições de autolimpeza, associada à velocidade mínima de escoamento. Inclui-se, neste cenário, a verificação das inclinações máximas e mínimas do modelo físico do sistema interceptor, válida para a totalidade dos cenários.

6.1.1. Inclinações máximas e mínimas

O Quadro 24 apresenta o número de troços de coletores com inclinação superior ou inferior aos valores regulamentares ($i_{\text{máx}} = 15\%$ e $i_{\text{min}} = 0.3\%$). Assim, verifica-se a existência de 8 troços de coletor com inclinações superiores ao recomendado, representando 3% do total. Esta situação implica um desgaste excessivo das infraestruturas aquando da afluência de caudais superiores. Relativamente aos coletores com inclinação inferior ao valor recomendado verifica-se uma percentagem superior a 30% no conjunto das Zona III e V. O incumprimento deste critério, quer por inclinação insuficiente ou contra inclinação, implica o assoreamento e a diminuição da capacidade de transporte, com possibilidade de entrada em carga e extravasamento de caudal do sistema com o aumento das afluências.

Quadro 24. Contabilização do número de coletores com inclinação não regulamentar

Zona	Câmara de visita	Percentagem de coletores com inclinação superior ao valor máximo regulamentar [%]	Percentagem de coletores com inclinação inferior ao valor mínimo regulamentar [%]
I	cv.1 até cv.136	2.38% (2/84)	-
II	cv.85 até cv.136	5.88% (3/51)	-
III	cv.136 até cv.192	2.78% (1/36)	38.89% (14/36)
IV	cv.172 até cv.192	5.00% (1/20)	-
V	cv.192 até MC	1.43% (1/70)	28.57% (20/70)

6.1.2. Velocidades máximas e mínimas

A simulação hidráulica verifica que somente três coletores, inseridos na zona I e V, apresentam uma velocidade de escoamento superior ao valor máximo regulamentar (Quadro 25).

Por outro lado, a verificação do critério da velocidade mínima permite sinalizar um total de 44 troços de coletores que não cumprem este parâmetro. O problema centra-se especialmente no interceptor de Torre-Cosme (Zona II) com 75% da infraestrutura a não cumprir este critério regulamentar. Este problema, originado pelo reduzido caudal afluente, promove situações de assoreamento e a falta de condições de autolimpeza.

Quadro 25. Contabilização do número dos coletores com velocidades não regulamentar no Cenário 1

Zona	Câmara de visita	Percentagem de coletores com velocidade superior ao valor máximo regulamentar [%]	Percentagem de coletores com velocidade inferior ao valor mínimo regulamentar [%]
I	cv.1 até cv.136	1.19% (1/84)	2.38% (2/84)
II	cv.85 até cv.136	-	74.51% (38/51)
III	cv.136 até cv.192	-	-
IV	cv.172 até cv.192	-	-
V	cv.192 até MC	2.86% (2/70)	5.71% (4/70)

6.1.3. Altura de escoamento máxima

A análise hidráulica conclui que os coletores com uma altura de escoamento superior ao valor regulamentar ($h/D \leq 0.5$) localizam-se na zona III e V, maioritariamente na primeira,

conforme Quadro 26. Note-se a aparente correlação entre as extensões do sistema que apresentam uma altura de escoamento superior ao regulamentar e as infraestruturas com inclinação inferior ao valor recomendado.

Quadro 26. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento não regulamentar – Cenário 1

Zona	Câmara de visita	Percentagem de coletores com altura de escoamento superior ao valor máximo regulamentar [%]
I	cv.1 até cv.136	-
II	cv.85 até cv.136	-
III	cv.136 até cv.192	36.11% (13/36)
IV	cv.172 até cv.192	-
V	cv.192 até MC	5.71% (4/70)

É importante referir que apesar de se observar um número importante de coletores com altura de escoamento superior ao regulamentar, não se verifica, para este cenário, situações de escoamento em secção cheia (em carga) e, conseqüentemente, não se sinaliza a saída de caudal em qualquer câmara de visita.

O *SWMM* permite a avaliação imediata da capacidade hidráulica dos coletores através dos parâmetros h/D e $Q/Q_{\text{máx}}$. A primeira relação considera a altura do escoamento (h), calculada através das equações dinâmicas de *Saint-Venant* na secção intermédia entre câmaras de visita, e o diâmetro do coletor (D). Por outro lado, a relação $Q/Q_{\text{máx}}$ considera o caudal observado (Q) e o caudal em secção cheia ($Q_{\text{máx}}$), calculado através da formulação de *Manning-Strickler*.

A análise apresentada utilizou exclusivamente a relação h/D , tendo em atenção a correlação com o critério regulamentar e a limitação associada ao cálculo da capacidade máxima do coletor utilizando a fórmula de *Manning-Strickler*. Na verdade a formulação de *Manning-Strickler*, ao utilizar exclusivamente a inclinação do coletor, não incorpora as variáveis associadas à simulação dinâmica patente no *SWMM*, através das equações de *Saint-Venant*.

Como exemplo da interpretação errónea, associada ao cálculo da capacidade máxima do coletor através da fórmula de *Manning-Strickler*, referimos o caso do coletor 164 que apresenta uma inclinação quase nula. A relação $Q/Q_{m\acute{a}x}$ indica que o caudal observado neste ponto é superior à sua capacidade máxima, enquanto na verdade a simulação dinâmica permite verificar que não existe qualquer problema (Figura 47).

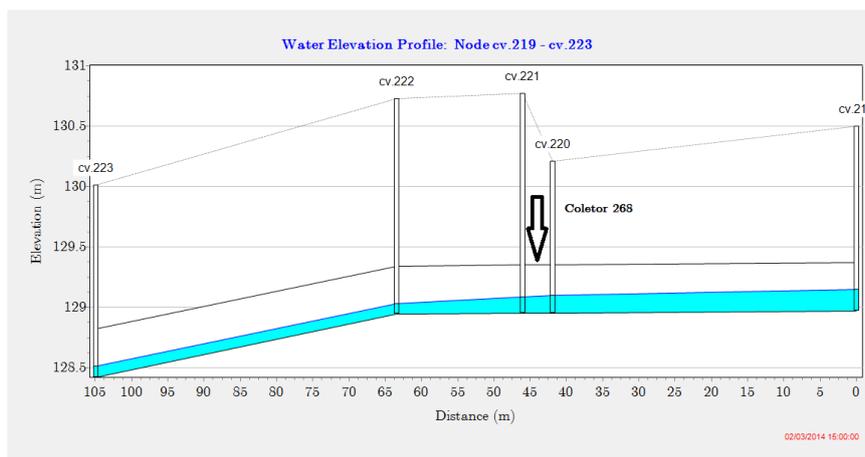


Figura 47. Perfil Hidráulico entre as cv.219 e cv.223

6.2. Cenário 2

O Cenário 2 simula o comportamento do sistema face a um aumento no volume de infiltração de base de 100%. Esta simulação pretende avaliar a degradação estrutural da infraestrutura, com o conseqüente aumento da infiltração de base, bem como identificar as zonas prioritárias em situação de reabilitação.

6.2.1. Velocidades máximas e mínimas

Os resultados permitem verificar um ligeiro aumento no número de coletores que não cumprem a velocidade máxima admissível, assim como uma diminuição nos coletores que não verificam a velocidade mínima regulamentar (Quadro 27).

Quadro 27. Contabilização do número de coletores com velocidades não regulamentar no Cenário 2

Zona	Câmara de visita	Percentagem de coletores com velocidade superior ao valor máximo regulamentar [%]	Percentagem de coletores com velocidade inferior ao valor mínimo regulamentar [%]
I	cv.1 até cv.136	1.19% (1/84)	-
II	cv.85 até cv.136	-	64.71% (33/51)
III	cv.136 até cv.192	-	-
IV	cv.172 até cv.192	-	-
V	cv.192 até MC	5.71% (4/70)	2.86% (2/70)

6.2.2. Altura de escoamento máxima

A análise hidráulica aponta para um agravamento de 24% e 50% das situações de escoamento com altura de escoamento excessiva para a Zona III e V, respetivamente. (Quadro 28, Figura 48).

Quadro 28. Contabilização do número coletores com altura de escoamento não regulamentar no Cenário 2

Zona	Câmara de visita	Percentagem de coletores com altura de escoamento superior ao valor máximo regulamentar [%]
I	cv.1 até cv.136	-
II	cv.85 até cv.136	-
III	cv.136 até cv.192	47.22% (17/36)
IV	cv.172 até cv.192	-
V	cv.192 até MC	11.43% (8/70)

A análise dos resultados do Cenário 1 e 2 sinaliza as zonas III e V como prioritárias em situação de reabilitação, indicando a importância de reformular o perfil longitudinal, aumentando a inclinação média da infraestrutura, e promovendo o aumento do diâmetro para aumentar a capacidade de transporte. Atualmente, as zonas III e V exibem um escoamento com velocidades reduzidas e altura de lâmina líquida excessiva, promovendo situações de acumulação de sedimentos e não garantido as condições de septicidade desejáveis.

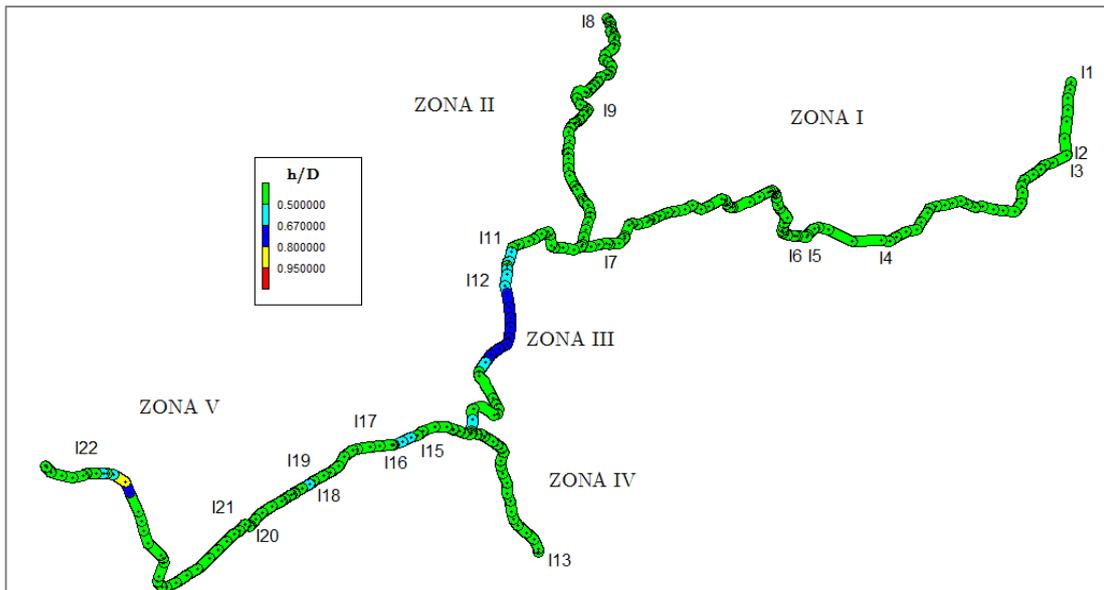


Figura 48. Representação da relação entre a altura do escoamento e o diâmetro no Cenário 2

6.3. Cenário 3

O Cenário 3 pretende avaliar o comportamento do sistema face a três eventos de precipitação padrão, associados a períodos de retorno crescentes ($T=2, 5$ e 10 anos). A análise dos resultados incide nas variáveis regulamentares, na contabilização dos volumes de entrada e saída e na sinalização das câmaras de visita com extravasamento de caudal.

6.3.1. Hietograma de projeto

A definição dos eventos de precipitação padrão considerou a metodologia definida por MATOS (1987), baseada nas curvas IDF para a região em análise, apresentando as seguintes características principais:

- uma duração total de 4 horas (volume total calculado a partir da curva IDF para o tempo de concentração de 4 horas);
- um período intenso centrado, com intensidade constante e duração igual ao tempo de concentração do sistema interceptor (volume e intensidade deduzidos da curva IDF para o período de concentração do sistema);

- uma relação volumétrica de 1,5:1 entre o período que antecede e sucede o período de precipitação mais intenso.

A Figura 49 esquematiza o hietograma de projeto de MATOS, onde TM representa a duração do período de intensidade mais intenso, $V1$ o volume de precipitação do período que antecede o período de precipitação mais intensa, $V2$ o volume de precipitação do período de precipitação mais intensa e $V3$ o volume de precipitação do período que sucede o período de precipitação mais intensa.

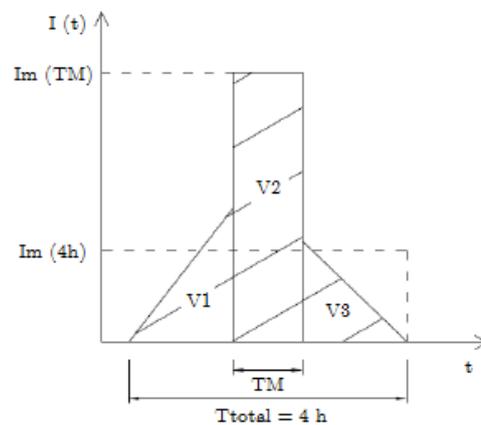


Figura 49. Representação do hietograma de projeto (retirado de FERRAZ, 2013)

O tempo de concentração global do sistema foi definido como sendo aproximadamente 87 min (Anexo D). De seguida, são apresentados os hietogramas de projeto, para os períodos de retorno de 2,5 e 10 anos, a considerar posteriormente na simulação.

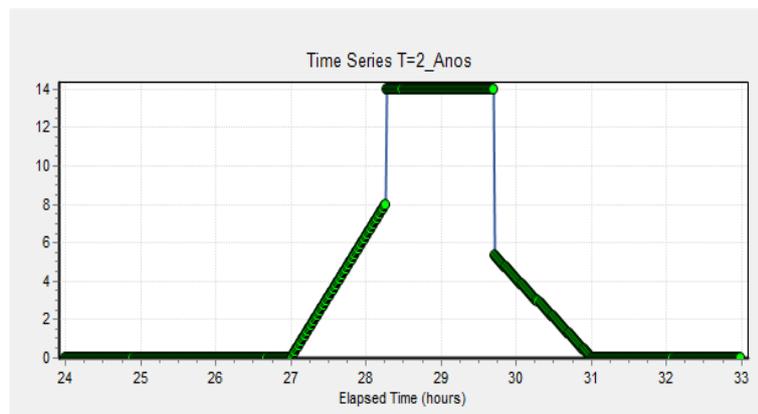


Figura 50. Hietograma de projeto para $T = 2$ anos

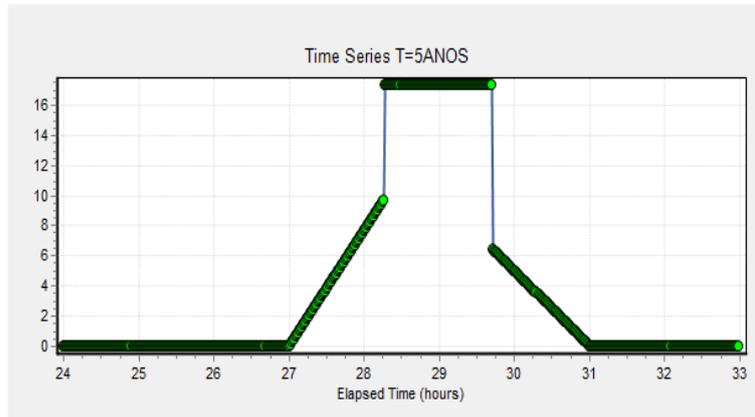


Figura 51. Hietograma de projeto para T = 5 anos

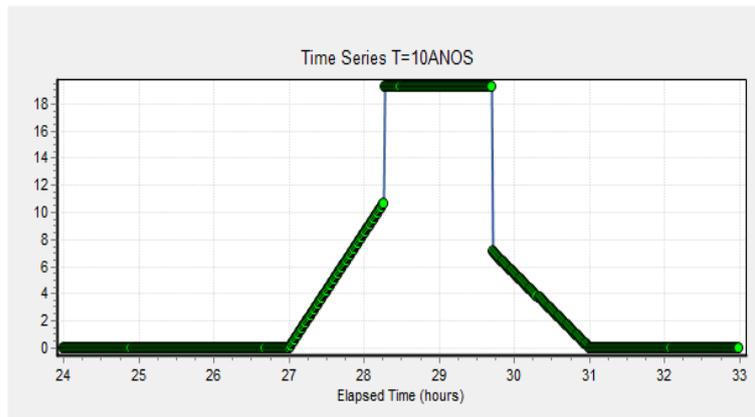


Figura 52. Hietograma de projeto para T = 10 anos

6.3.2. Velocidades Máximas e Mínimas

A avaliação dos resultados da simulação permite constatar, por comparação com o Cenário 1, uma diminuição do número de coletores com velocidade inferior ao valor mínimo regulamentar, como seria espectável, e um aumento generalizado da extensão de coletores com velocidade de escoamento excessivas. Por outro lado, verifica-se uma correlação entre o aumento do período de retorno e o número de coletores com velocidades superiores ao recomendado (Figura 53).

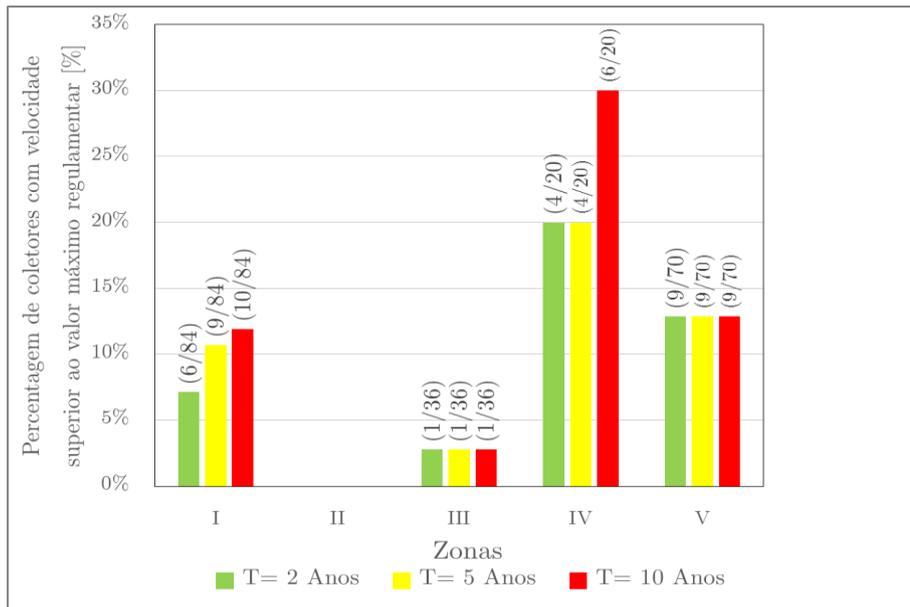


Figura 53. Contabilização do número de coletores com velocidades não regulamentar em função do período de retorno

6.3.3. Alturas de escoamento Máximas

O cálculo da altura do escoamento, para os eventos de precipitações de projeto definidos, permite constatar uma insuficiência generalizada do sistema para transportar o excesso de caudal associado às afluições pluviais indevidas. Na verdade, verifica-se uma percentagem elevadíssima de coletores com uma altura de escoamento superior ao regulamentar e a entrada em carga de zonas importantes do sistema, provocando inundações e extravasamento de volumes relevantes de águas residuais.

A avaliação dos resultados, apresentados no Quadro 29, permite concluir que apenas a Zona IV apresenta capacidade hidráulica suficiente para transportar o excesso de caudal associado às afluições pluviais indevidas. Por outro lado, as restantes zonas do sistema apresentam uma percentagem superior a 50% do sistema com altura de escoamento superior ao regulamentar. Podemos concluir que o sistema não está concebido para garantir as condições hidráulicas e sanitárias para os níveis atuais de afluições pluviais indevidas, independentemente da gravidade do evento de precipitação considerado.

Quadro 29. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento superior ao regulamentar no Cenário 3

Percentagem de coletores com altura de escoamento superior ao valor máximo regulamentar [%]				
Zona	Câmara de visita	T= 2 Anos	T= 5 Anos	T= 10 Anos
I	cv.1 até cv.136	34.52% (29/84)	45.24% (38/84)	47.62% (40/84)
II	cv.85 até cv.136	1.96% (1/51)	3.92% (2/51)	5.88% (3/51)
III	cv.136 até cv.192	97.22% (35/36)	97.22% (35/36)	97.22% (35/36)
IV	cv.172 até cv.192	-	-	-
V	cv.192 até MC	57.14% (40/70)	64.29% (45/70)	67.14% (47/70)

Uma segunda vertente do problema, mais gravosa em termos hidráulicos resulta do número significativo de coletores com escoamento em secção cheia na Zona III (Quadro 30).

Quadro 30. Contabilização do número de coletores com escoamento em secção cheia no Cenário 3

Percentagem de coletores com altura de escoamento sob secção cheia [%]				
Zona	Câmara de visita	T= 2 Anos	T= 5 Anos	T= 10 Anos
I	cv.1 até cv.136	-	-	2.38% (2/84)
II	cv.85 até cv.136	-	1.96% (1/51)	3.92% (2/51)
III	cv.136 até cv.192	61.11% (22/36)	72.22% (26/36)	72.22% (26/36)
IV	cv.172 até cv.192	-	-	-
V	cv.192 até MC	-	-	-

Na verdade a simulação prevê o extravasamento de caudal na câmara de visita cv.147, para o evento de precipitação associado ao período de retorno de 2 anos, conjugado com a câmara de visita cv.142 para os eventos de precipitação com maior intensidade (T=5 anos e T=10anos). Na Figura 54 e Figura 55, apresentam-se esquematizados o perfil hidráulico do interceptor da zona III e os pontos problemáticos, para os períodos de retorno referidos anteriormente. Os restantes perfis hidráulicos podem ainda ser visualizados no anexo.

A entrada em carga do sistema está correlacionada com o progressivo aumento da inclinação da linha piezométrica, acima da inclinação do coletor, para garantir a capacidade de transporte necessária. Contudo, este processo não controlado está limitado ao caudal, para o qual, a linha piezométrica atinge a cota de assentamento das tampas das câmaras de visita e se verifica a saída de efluente do sistema.

Figura 54. Perfil hidráulico da zona III para um período de retorno de 2 anos (T= 2anos)

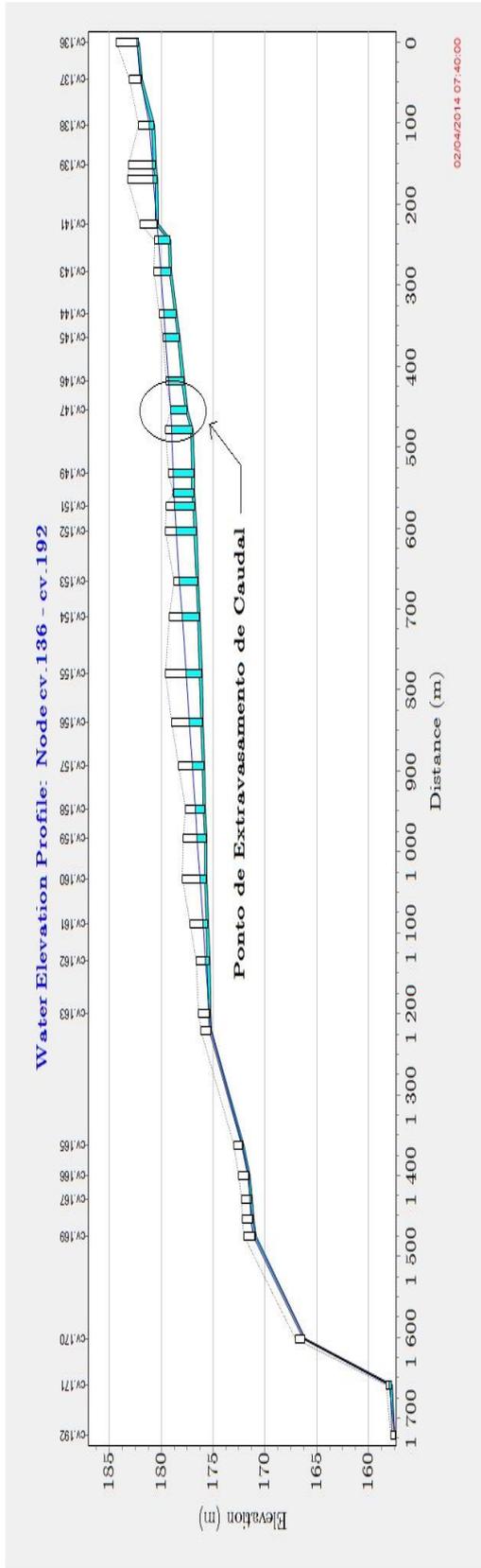
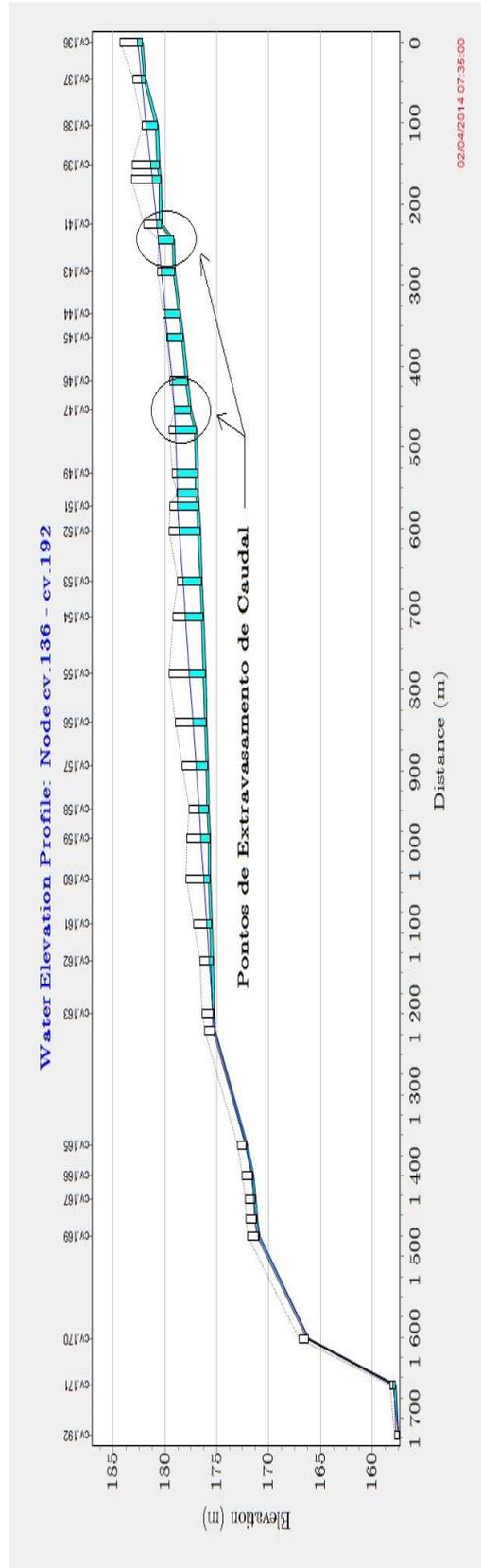


Figura 55. Perfil hidráulico da zona III para um período de retorno de 5 anos (T=5 anos)



A Figura 56 apresenta uma perspectiva global do funcionamento hidráulico do sistema interceptor de Lordelo face ao evento de precipitação com um período de retorno de 10 anos. Na verdade, a zona III funciona como limite à capacidade do sistema, provocando o extravasamento de volumes relevantes de caudal afluyente a partir de determinado caudal afluyente, protegendo as zonas a jusante.

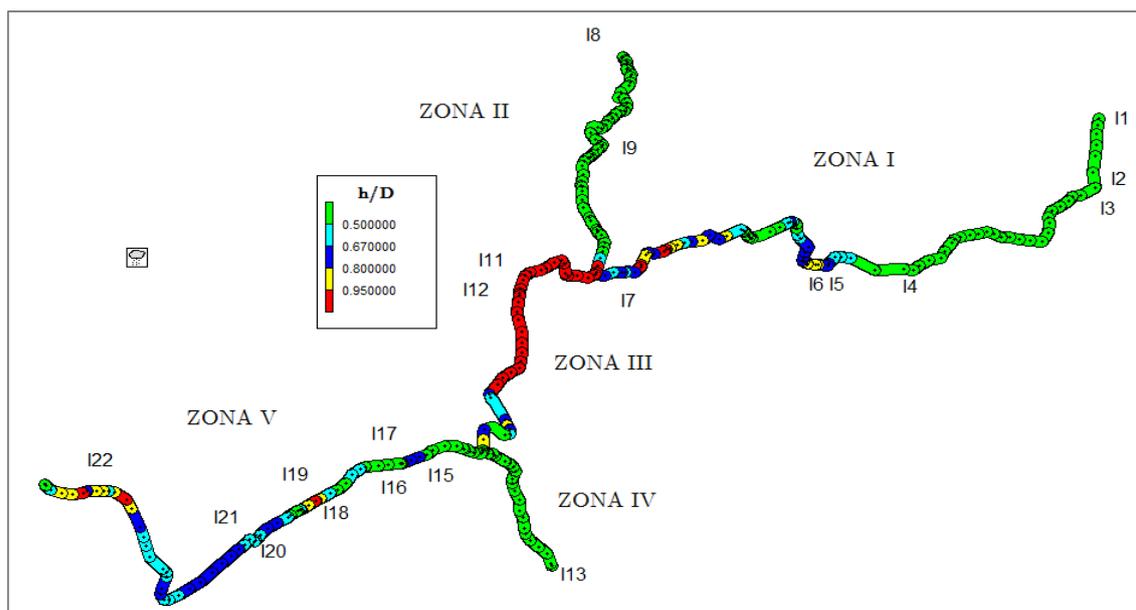


Figura 56. Capacidade dos coletores do sistema interceptor face ao cenário 3

6.3.4. Volumes Totais Afluentes

O Quadro 31 apresenta os volumes diários nas fronteiras de cada zona do sistema interceptor. É importante referir que o volume de entrada, em cada zona, considera a soma do volume afluyente através do sistema interceptor a montante, mais a totalidade do volume associado aos pontos de entrega existentes na zona em análise. Assim, caso não se verifique saída de águas residuais pelas câmaras de visita, o volume de entrada e saída de cada uma das zonas do sistema terá necessariamente de ser igual. É de salientar que a informação apresentada corresponde a um período de simulação de um dia.

Quadro 31. Volume diário de entrada e saída em cada zona do interceptor em tempo seco e para os eventos de precipitação de projeto

	Análise Tempo Seco (Cenário 1)		Análise Tempo húmido (Cenário 3)					
			T= 2 anos		T= 5 anos		T= 10 anos	
Zona	V Total Entrada [m3]	V Total Saída [m3]	V Total Entrada [m3]	V Total Saída [m3]	V Total Entrada [m3]	V Total Saída [m3]	V Total Entrada [m3]	V Total Saída [m3]
Zona I	1074	1074	1974	1974	2184	2184	2304	2304
Zona II	22	22	49	49	55	55	59	59
Zona III	1462	1462	2632	2495	2905	2584	3062	2626
Zona IV	518	518	870	870	953	953	1000	1000
Zona V	2605	2605	4436	4436	4715	4715	4864	4864
Diferença	-		148		330		445	

Os resultados apresentados, calculados para os diferentes hietogramas de projeto, evidenciam o extravasamento de caudal quase exclusivamente na zona III. A observação mais cuidada indica a câmara cv.147 como ponto de saída de caudal para o período de retorno de 2 anos, somando-se a câmara de visita cv.142 para os períodos de retorno superior. O volume descarregado na camara de visita cv.147 é igual a 136 m³, 317 m³ e 432 m³, para os períodos de retorno de 2, 5 e 10 anos, respetivamente.

Por outro lado, regista-se um aumento percentual do volume descarregado, quando comparado com o incremento do volume de afluições indevidas ao sistema, em função do crescimento da severidade do evento de precipitação. Na verdade para o período de retorno de 2 anos o volume descarregado representa 8% do volume de afluições indevidas no sistema. Contudo, este valor sobe para 13% e 16% para os períodos de retorno de 5 e 10 anos, respetivamente.

Nas Figura 57 a Figura 59 é possível visualizar o extravasamento de caudal nas câmaras de visita cv.147 e cv.142 para os diferentes períodos de retorno.

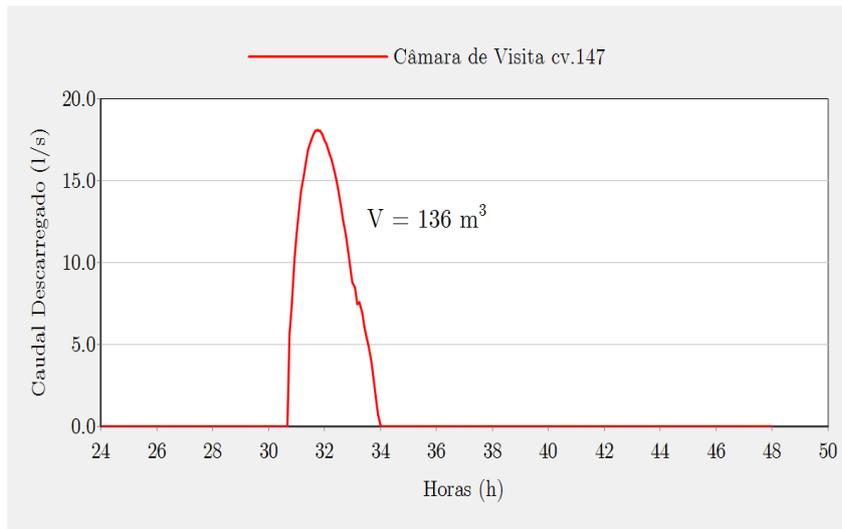


Figura 57. Caudal descarregado na câmara de visita cv.147 (T=2 anos)

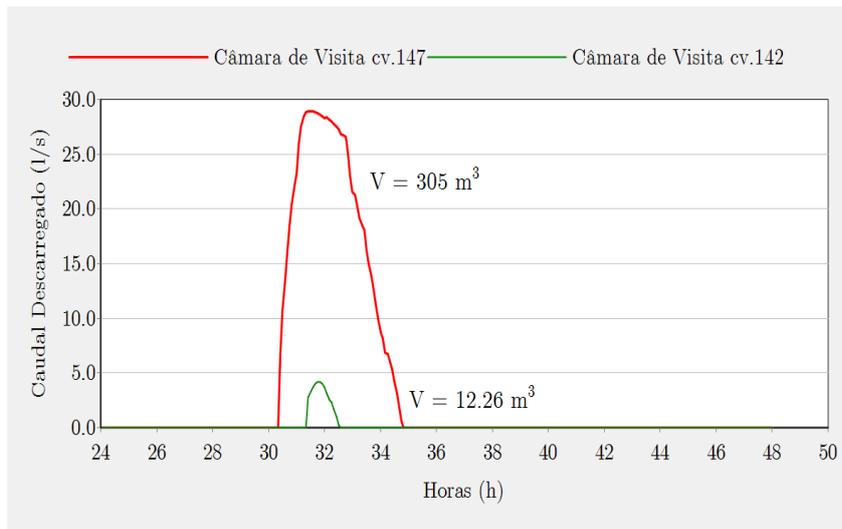


Figura 58. Caudal descarregado nas câmaras de visita cv.147 e cv.142 (T=5 anos)

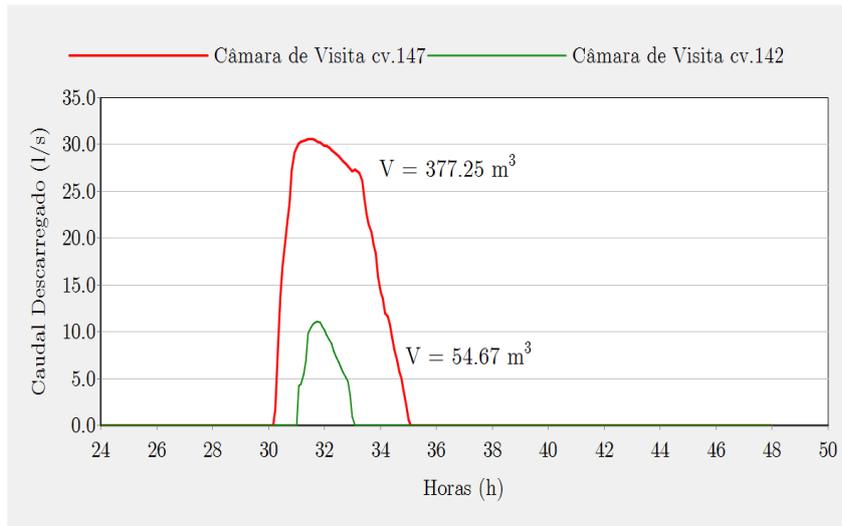


Figura 59. Caudal descarregado nas câmaras de visita cv.147 e cv.142 (T=10 anos)

De seguida, é representado, o balanço dos caudais totais de entrada, do caudal de saída e descarregado para o período em análise (Figura 60).

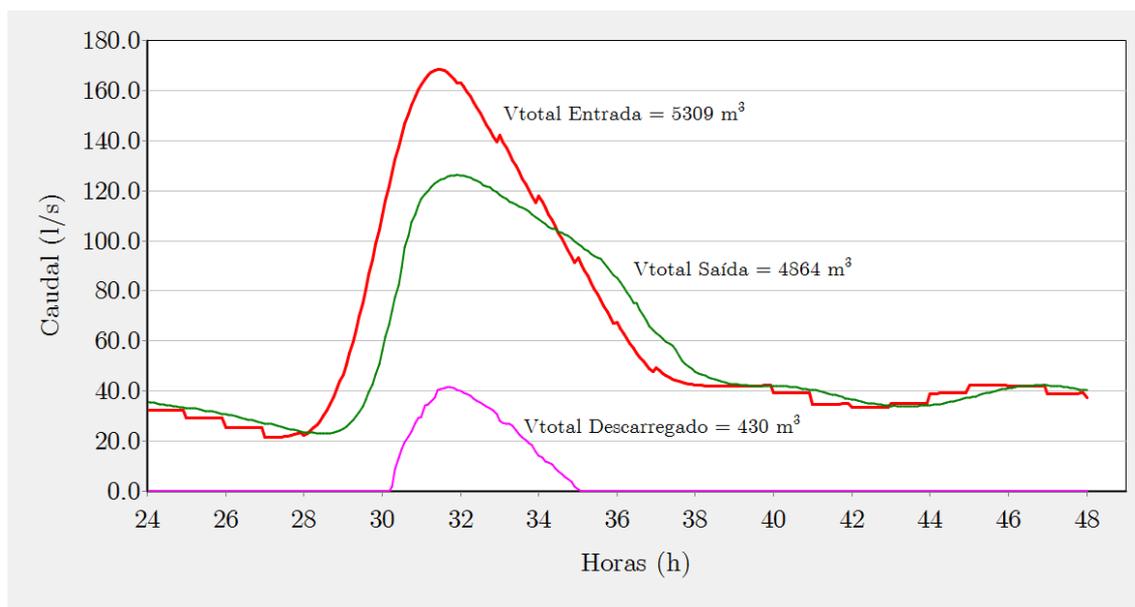


Figura 60. Balanço dos caudais totais afluentes, de saída e descarregados para o hietograma de projeto com T=10 anos

6.4. Cenário 4

O Cenário 4 pretende avaliar as vantagens e desvantagem das diversas soluções técnicas existentes para eliminar as situações de extravasamento de caudal do sistema, para os eventos de precipitação definidos anteriormente. Assim, utilizando o modelo matemático construído e calibrado, será pormenorizada a solução técnica e avaliado o comportamento do sistema, para as seguintes hipóteses:

- 1) Aumento da capacidade de transporte do sistema interceptor a partir da câmara de visita 148 (Zona III), conforme defendido na Nota Técnica elaborada pela Noraqua;
- 2) Limitação do caudal admitido ao sistema;
- 3) Redução das aflúências pluviais indevidas (RDII) ao sistema

A análise hidráulica das soluções considera, para os eventos de precipitação definidos, os volumes descarregados para o meio recetor, a velocidade máxima do escoamento e as alturas de escoamento no sistema. Por outro lado, será avaliada a velocidade mínima em tempo seco, de modo a garantir as condições sanitárias.

6.4.1. Aumento da capacidade de transporte do sistema interceptor (Hipótese 1)

O aumento da capacidade de transporte do sistema é garantido pela substituição do diâmetro da tubagem existente, na zona III (a partir da câmara de visita 148) e V, por DN500. Esta intervenção permitiria eliminar qualquer situação de caudal descarregado para os eventos de precipitação anteriormente definidos. É importante referir que a intervenção preconizada, apesar de diminuir as velocidades do escoamento em tempo seco, não agrava os problemas associados ao não cumprimento das velocidades mínimas regulamentares, por estes estarem localizadas maioritariamente na Zona II.

O Quadro 32 apresenta a simulação da velocidade máxima, após a substituição dos coletores da zona III e V. Assim, como espectável, verifica-se uma diminuição dos valores máximos da velocidade na generalidade do sistema.

Quadro 32. Contabilização do número de coletores com velocidade superior ao regulamentar no Cenário 4 – Hipótese 1 (T=2, 5 e 10 anos)

Percentagem de coletores com velocidade superior ao valor máximo regulamentar [%]				
Zona	Câmara de visita	T= 2 Anos	T= 5 Anos	T= 10 Anos
I	cv.1 até cv.136	7.14% (6/84)	8.33% (7/84)	9.52% (9/84)
II	cv.85 até cv.136	-	-	-
III	cv.136 até cv.192	2.78% (1/36)	2.78% (1/36)	2.78% (1/36)
IV	cv.172 até cv.192	15.00% (3/20)	20.00% (4/20)	25.00% (5/20)
V	cv.192 até MC	11.43% (8/70)	11.43% (8/70)	11.43% (8/70)

Contudo a alteração mais significativa verifica-se relativamente à capacidade de transporte na zona III, com os seguintes resultados: i) a diminuição em 50% do número de coletores

com altura de escoamento acima do valor regulamentar; ii) a diminuição de 70% para 20% das situações em que o escoamento se verifica em secção cheia; e iii) a eliminação das situações de saída de caudal do sistema por falta de capacidade de transporte. Obviamente, as melhorias também se evidenciam na zona V, conforme observado na Figura 61 em que é apresentado uma visão global do comportamento do sistema.

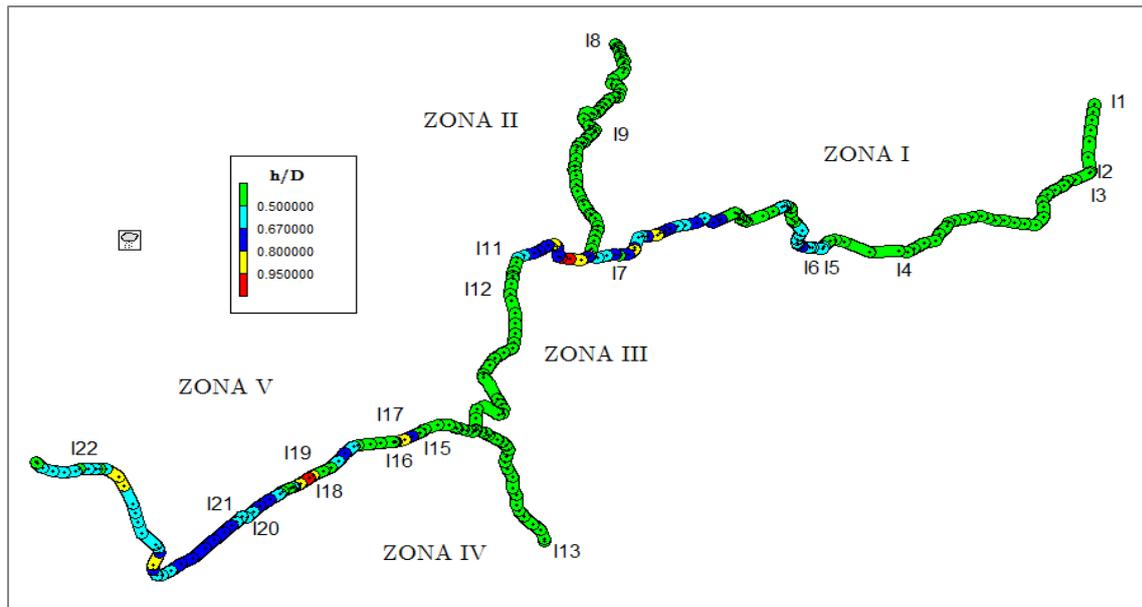


Figura 61 Capacidade dos coletores do sistema interceptor após o aumento dos diâmetros

Contudo, ao aumentar a capacidade de transporte do sistema e evitar o extravasamento de caudal por falta de capacidade hidráulica, a intervenção proposta traduz-se num aumento do volume afluente à ETAR do Campo. Assim, é importante enquadrar a solução face à capacidade de tratamento existente. Conforme anteriormente referido, estima-se que a capacidade ETAR do Campo, associada ao interceptor de Lordelo, seja de 35 l/s para um caudal médio afluente e de 105 l/s para o caudal máximo afluente.

De seguida apresenta-se uma comparação entre os caudais afluentes a jusante do sistema na situação atual, no cenário 3, e após implementação da solução em análise (Cenário 4 - Hipótese 1), para os eventos de precipitação definidos anteriormente.

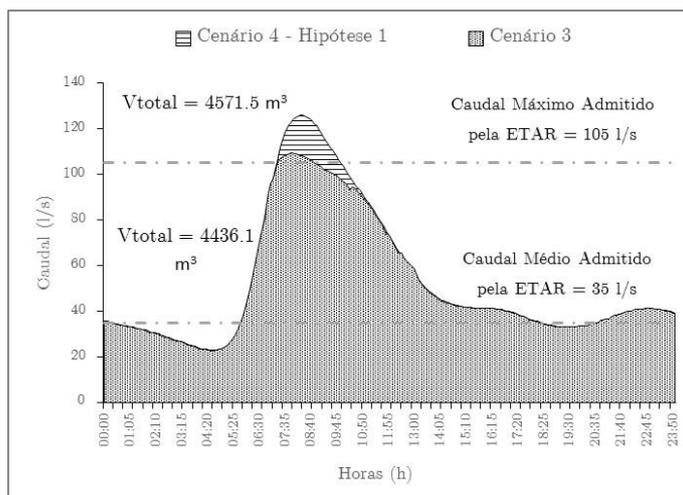


Figura 62. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 2 anos

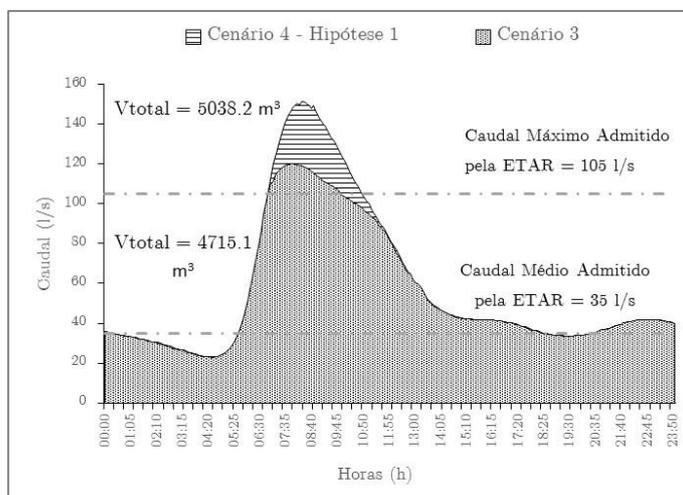


Figura 63. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 5 anos

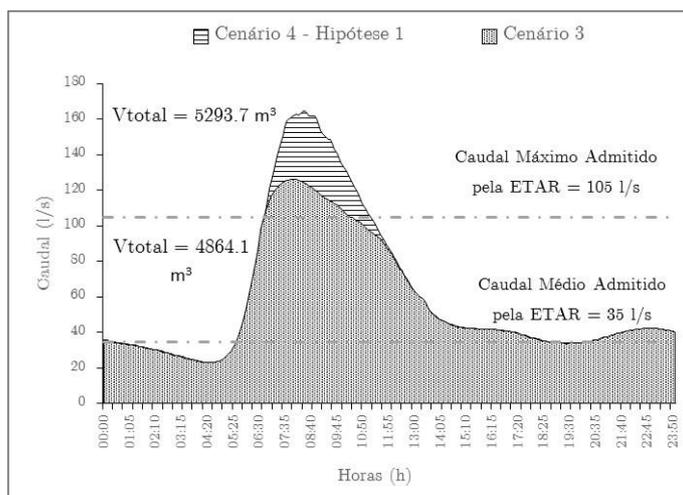


Figura 64. Caudais afluentes a jusante do sistema aquando do evento de precipitação com um período de retorno de 10 anos

A comparação da simulação, após a intervenção preconizada, com os resultados obtidos anteriormente (Cenário 3), permite observar um aumento do caudal de ponta de cerca de 13 %, 20% e 23 %, para os períodos de retorno de 2,5 e 10 anos, respetivamente. Contudo, e de acordo com os dados existentes, verifica-se que este aumento de capacidade de transporte do sistema, ultrapassa o valor admitido pela ETAR, levando a que todo o caudal em excesso seja descarregado no meio recetor sem tratamento.

6.4.2. Limitação do caudal admitido ao sistema (Hipótese 2)

O controlo dos caudais afluentes logo nos pontos de entrada do sistema apresenta as seguintes vantagens: a redução dos custos de operação ao evitar transportar caudais que posteriormente serão descarregados, o controlo dos pontos onde será realizada a descarga do caudal em excesso no meio recetor e a priorização das bacias de drenagem de acordo com o grau de poluição.

Assim, preconiza-se a instalação de 10 descarregadores, implantados com o apoio do modelo matemático construído e calibrado, e localizados nas bacias com maior nível de poluição (relação entre o número de habitantes e o comprimento de rede de drenagem afluente). Estes descarregadores foram definidos de modo a garantir que o caudal a jusante do sistema não ultrapasse os 105 l/s, para o evento de precipitação associado a um período de retorno de 2 anos. Esta análise pode ser adaptada para eventos de precipitação distintos e, porventura, para períodos de retorno superior. A análise desta intervenção considera o aumento da capacidade de transporte, descrita na Hipótese 1, de modo a atingir a capacidade de tratamento da ETAR (Quadro 33).

Quadro 33. Caudal máximo admitido e volume descarregado na opção de limitação de caudal nos pontos de entrega

Intercetor [-]	Sub-bacia [-]	Câmara de visita	Caudal Máximo Admitido [l/s]	Volumes Descarregados [m ³]
I1	b1	cv1	4.34	65.43
I2	b2	cv7	3.07	14.62
I3	b3	cv9	3.61	10.11
I4	b4	cv34	4.79	13.36
I5	b5, b21, b22, b23, b30, b31	cv40	18.55	16.67
I13	b12, b25, b26	cv172	16.30	60.23
I15	b13	cv203	1.91	6.07
I16	b14	cv207	0.40	1.33
I19	b17	cv218	0.29	0.80
I20	b18, b27, b28	cv229	3.91	14.15

A comparação da simulação dos caudais afluentes, após a intervenção preconizada, com os obtidos na simulação antecedente, permite observar que o controlo dos caudais do sistema provoca, como expectável, uma redução de caudal afluente a jusante do sistema interceptor de Lordelo e posteriormente à ETAR de Campo. A redução do volume afluente a jusante do sistema é de 215 m³ para o evento de precipitação considerado (T= 2 anos).

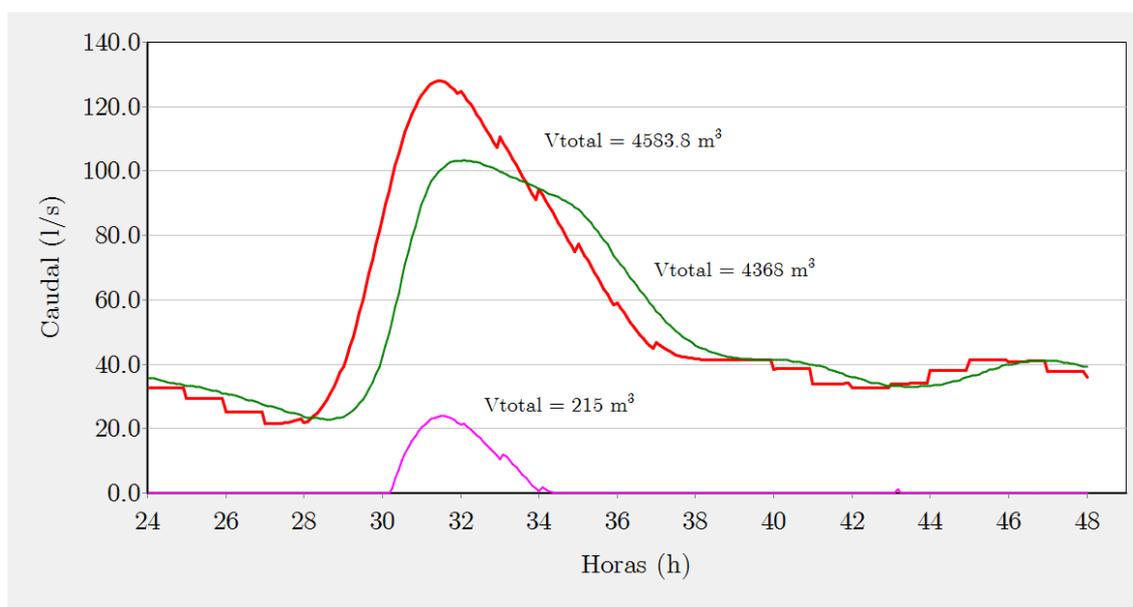


Figura 65. Caudais afluentes a jusante do sistema para a Hipótese 2

A limitação do caudal máximo nos pontos de entrada representa uma redução de 18% no caudal máximo, face à hipótese apresentada anteriormente, não implicando a descarga ao longo do sistema interceptor.

A análise às velocidades de escoamento revela uma diminuição das situações de incumprimento da velocidade máxima regulamentar, face à situação anterior. Por outro lado, a verificação das velocidades mínimas não apresenta qualquer diferença, como seria previsível. Por fim a verificação da altura de escoamento apresentou uma diminuição significativa das situações de incumprimento, especialmente nas zonas I e V, com reduções de 15% e 12%, respetivamente (Quadro 34).

Quadro 34. Contabilização do número de coletores com altura de escoamento não regulamentar no Cenário 4 – Hipótese 2 (T=2 Anos)

Percentagem de coletores com altura de escoamento superior ao valor máximo regulamentar [%]			
Zona	Câmara de visita	Limitação do caudal	Aumento dos diâmetros
I	cv.1 até cv.136	23.81% (20/84)	39.29% (33/84)
II	cv.85 até cv.136	1.96% (1/51)	1.96% (1/51)
III	cv.136 até cv.192	33.33% (12/36)	33.33% (12/36)
IV	cv.172 até cv.192	-	-
V	cv.192 até MC	54.29% (38/70)	65.71% (46/70)

6.4.3. Redução das aflúências pluviais indevidas ao sistema (Hipótese 3)

A alternativa à utilização dos descarregadores passa por uma redução das aflúências pluviais indevidas (infiltração e aflúência pluvial direta) proveniente da rede de drenagem municipal. Este objetivo pode ser atingido através de uma ação concertada, englobando os seguintes procedimentos: i) limpeza e manutenção do sistema; ii) análise, reabilitação e reparação das redes de drenagem problemáticas; iii) identificação e eliminação de ligações clandestinas; iv) verificação da estanquicidade das câmaras de visita; e iv) implementação de um plano de controlo e monitorização das aflúências indevidas.

A hipótese 3 analisa o funcionamento do sistema com a aplicação de uma redução de 30% do caudal RDII, nas redes de drenagem com maior valor espectável de caudal indevido, e mantém o aumento de diâmetro preconizado na Hipótese 1. Assim, o Quadro 35 apresenta os novos parâmetros RTK, após a redução de 30% apenas no parâmetro R.

Quadro 35. Parâmetros RTK para os pontos de entrega de I1,I2,I3,I4,I5,I13,I15,16,19 e I20

	R [%]	T [horas]	K [-]
Resposta Rápida	0.234	2	3
Resposta Intermédia	0.098	50	8
Resposta Lenta	0.023	90	0.5

Os resultados da simulação indicam que, tal como a medida anterior, o caudal máximo afluente sofre uma redução significativa para um valor de aproximadamente 104 l/s, inferior ao valor máximo admitido pela ETAR de Campo.

Nesta solução de intervenção a redução do volume afluente ao sistema é de 419 m³. Este valor é superior ao verificado na hipótese anterior, porque a redução de 30% preconizada verifica-se na totalidade do hidrograma de afluente indevidas, para as bacias de drenagem intervencionadas. Na solução anterior, ao instalar o descarregador de tempestade a redução verifica-se somente quando o caudal afluente atinge o valor máximo definido, permitindo a entrada de um volume superior no sistema interceptor.

Como era de esperar, uma atuação imediata nos sistemas em baixa mencionados (pontos de entrega), através do controlo das afluências pluviais indevidas, sinaliza uma diminuição dos volumes afluentes aos pontos de entrega e posteriormente a jusante do sistema (Figura 66).

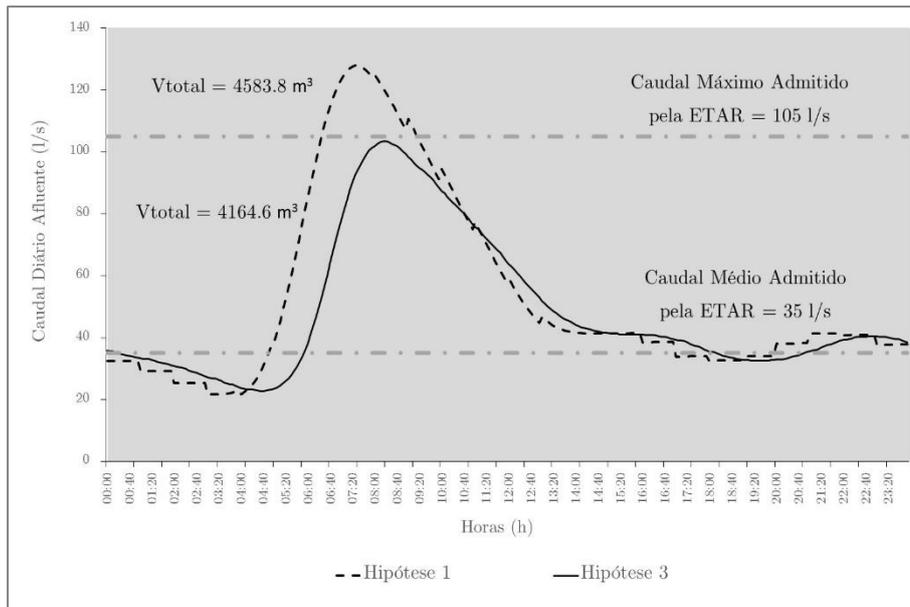


Figura 66. Caudais diários afluentes a jusante do sistema referentes às simulações da hipótese 1 e hipótese 3

Por fim, analisando as velocidades e as alturas de escoamento nos coletores, podemos concluir que as mesmas não diferem significativamente face às características de escoamento mencionadas na simulação anterior.

6.5. Solução de reabilitação a implementar

A simulação dinâmica do modelo calibrado, para os diversos cenários, permitiu determinar o funcionamento hidráulico do sistema e a identificação de zonas de intervenção prioritária.

A simulação com o hidrograma de tempo seco sinalizou a necessidade de aumentar a capacidade de transporte e retificar a inclinação em determinados troços de coletor, nas zonas III e V do sistema. Esta solução, também defendida na Nota Técnica elaborada pela Noraqua, pretende colmatar problemas de assoreamento e obstrução, associada a velocidades de escoamento baixas, e o escoamento em secção cheia, que não garante as condições ótimas de septicidade.

Por outro lado, a análise hidráulica do modelo face a eventos de precipitação padrão, mesmo com período de retorno de 2 anos, denota a incapacidade do sistema para o aumento de

caudal afluente. Assim, verifica-se que uma percentagem elevada do volume afluente ao sistema é descarregada na Zona III, na câmara de visita cv.147. É importante referir que o modelo não simulou as perdas de carga localizadas associadas ao assoreamento, obstrução ou tampas de acesso às câmaras de visita, diminuindo na simulação o volume descarregado e definindo automaticamente um único ponto de descarga, quando, na realidade, se verifica um conjunto alargado de pontos de descarga.

A implementação do aumento da capacidade de transporte nas zonas III e V melhora as condições de escoamento em tempo seco e evita a descarga de caudal ao longo do interceptor para os três hietogramas padrão. Contudo, esta solução aumenta os volumes afluentes à ETAR, acima da sua capacidade de tratamento, com a conseqüente descarga do efluente no meio recetor.

Neste sentido, e compreendendo que o aumento do diâmetro não soluciona o problema das aflúências indevidas, foram estudadas duas hipóteses de redução de caudal afluente ao sistema de Lordelo: a instalação de descarregadores nos pontos de entrega e a redução das aflúências pluviais indevidas nas bacias de drenagem mais problemáticas. A primeira solução, de fácil implementação, permite descarregar o caudal afluente em excesso, de acordo com a carga poluente estimada para cada bacia, e controlar o ponto onde se verifica a descarga do caudal em excesso. A segunda hipótese implica a sensibilização das entidades gestoras do sistema em baixa para os benefícios associados a uma redução de 30% do volume das aflúências indevidas. A metodologia a implementar deve ter em atenção que 70% do problema está associada a aflúências pluviais diretas. Estes tipos de aflúências pluviais indevidas, por estarem maioritariamente relacionadas com ligações clandestinas e irregulares ao sistema doméstico, apresentam normalmente uma maior facilidade de resolução, não implicando a substituição e reabilitação da própria rede de drenagem em baixa.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1. Conclusões

A presente dissertação teve como objetivo principal a modelação dinâmica do interceptor de Lordelo, compreendo a calibração do hidrograma de tempo seco e a quantificação das aflúncias pluviais indevidas, bem como, a análise hidráulica e sanitária do funcionamento do sistema, com o fim de propor soluções de intervenção globais.

A análise prévia ao sistema revelou um volume anual de aflúncias indevidas de 42% do volume total transportado, representando um custo anual estimado de 175 000€. Por outro lado, verifica-se um volume significativo que é descarregado para o meio recetor com um custo ambiental e operacional. Assim, a integração dos volumes de aflúncias pluviais indevidas nos procedimentos de modelação, calibração e proposta de intervenção do sistema interceptor revelou-se fundamental.

O sistema interceptor de Lordelo foi modelado e calibrado, com base nas características físicas do sistema, nos dados de caudal existentes e no registo de precipitação disponíveis, para representar o comportamento do sistema em tempo seco e aquando de eventos de precipitação. Relativamente ao período de tempo seco os dados existentes revelaram-se suficientes e os resultados obtidos consistentes. Contudo, a avaliação dos efeitos das aflúncias indevidas no sistema foi amplamente limitada pela existência de apenas um ponto de medição de caudal e por não incorporar dados de precipitação específicos. Assim, a análise apresentada englobou um conjunto de pressupostos técnicos, que provavelmente minimizaram a grandeza e os efeitos perniciosos das aflúncias indevidas no sistema. Por outro lado, a inexistência de medições específicas, nomeadamente nas bacias mais relevantes no que concerne a problemáticas das aflúncias indevidas, impediu a aplicação da

metodologia RTK por bacia, impossibilitando a aferição individual da resposta em situação de precipitação e a definição de métodos e prioridades de intervenção.

Por outro lado, a solução de intervenção preconizada coincide nas recomendações propostas pela Noraqua, baseada na substituição dos coletores das zonas III e V, assente no aumento da capacidade de transporte e na retificação pontual da inclinação das infraestruturas. Contudo, a solução dos problemas não pode passar unicamente pela substituição de troços de coletores. Esta solução, implementada de forma isolada, implica aumentar o volume de aflúências pluviais transportadas, transferindo unicamente a localização do ponto de descarga do caudal em excesso. Assim, preconiza-se uma solução abrangente, cujas primeiras ideias e resultados espectáveis são apresentados, considerando a redução das aflúências indevidas na origem ou a limitação do caudal afluente ao sistema nos pontos de entrega.

Relativamente à implementação dos *softwares SSOAP* e *SWMM*, de instalação gratuita, deve salientar-se a facilidade de utilização e as potencialidades oferecidas quer aos projetistas quer às entidades gestoras, na medida em que se revelam uma ferramenta fundamental de apoio à validação das soluções, à operação e à gestão do sistema, promovendo a definição da melhor solução do ponto de vista técnico e económico.

Uma palavra em particular para o *SSOAP Toolbox* que se revelou uma ferramenta de grande utilidade, em particular o método RTK incorporado, cuja aplicação, apesar de simples, é coerente com o comportamento das variáveis associadas às aflúências indevidas e representa uma ferramenta imprescindível para qualquer plano de controlo das mesmas.

7.2. Sugestões para Trabalhos Futuros

O caminho proposto e as soluções apresentadas pretendem contribuir para um estudo mais detalhado sobre a problemática das aflúências pluviais indevidas e o correspondente impacto sobre as infraestruturas.

Com base nas dificuldades encontradas, maioritariamente associadas à caracterização do funcionamento real do sistema, enunciam-se as ações eventualmente a promover pelas entidades gestoras, com vista à implementação de um plano de controlo de aflúências indevidas, sendo:

- Construir uma base de dados consistente, considerando os aspetos físicos do sistema (coletores, câmaras de visita, bacias de drenagem, etc.), bem como, os dados de funcionamento real (registos de caudal, registos de operação e manutenção do sistema, história da população, dados de águas subterrâneas, dados meteorológicos);
- Quantificação preliminar de custos associados às aflúências indevidas, compreendendo a definição preliminar do volume anual de aflúência indevida (subdividido em aflúência pluvial e infiltração) e do custo global associado a estas parcelas do caudal afluyente;
- Realização de campanha de pontos de medição temporários complementares aos pontos de medição existentes para, em conjugação com os medidores permanentes, permitir tirar uma fotografia ao sistema, aumentando o conhecimento espacial, nomeadamente, melhorando o conhecimento dos eventos RDII para as bacias de drenagem mais significativas e detalhar espacialmente o diagrama de caudal doméstico. Por outro lado, os pontos de medição de carácter permanente permitem definir as tendências do sistema, as alterações anuais ao nível de caudal de infiltração

de base, a resposta aos eventos de precipitação de acordo com a saturação do solo e a avaliação das medidas de reabilitação implementadas;

- Registo de dados de precipitação contínuo, com intervalo de aquisição de dados adequado e representativo da bacia de drenagem;
- Diagnóstico das condições de manutenção do sistema;
- Implementação de metodologias empíricas para quantificação do caudal indevido, através das relações entre medições efetuadas;

Tendo por base estes elementos, e a modelação e calibração contínua do sistema, será possível implementar as melhores soluções técnicas e económicas para uma eficiente gestão das infraestruturas.

8. BIBLIOGRAFIA

AMORIM, J., FERREIRA, F., BRITO, R. S., & DAVID, L., 2011. *Documento de apoio para a utilização do programa SWMM (Version 5.0) - Versão de trabalho. Instituto Superior Técnico. 123 pp.*

BENNET, D., ROWE, R., STRUM, M., & WOOD, D., 1999. Using Flow Prediction Technologies to Control Sanitary Sewer Overflows. Water Environment Research Foundation (WERF), Project 97-CTS-8. 197 pp.

BRITO, R., 2006. *SWMM: Modelo De Simulação Dos Fenómenos Hidrológicos E Hidráulicos Em Bacias Hidrográficas Urbanas. Saneamento II. EST Barreiro.*

CÂNDIDO, J. R. S., 2013. *Modelação Dinâmica De Sistemas De Drenagem Em Meio Urbano.* (Mestrado), Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.

ENSINAS, M. L. B., 2009. *Integração de Modelos Matemáticos de Simulação de Sistemas de Drenagem Urbana com Sistemas de Informação Geográfica.* Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa. 102 pp.

EPA., 2014. Sanitary Sewer Overflows FAQs, <http://water.epa.gov/polwaste/npdes/sso/SSO-FAQs.cfm>, consultado no dia 8 de Setembro.

FERRAZ, A. B. D. F., 2013. *Modelação Matemática do Aumento do Volume em Sistemas de Drenagem durante Eventos de Chuva. Intercetor da Malveira*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico. Lisboa. 172 pp.

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. Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa.

FRAZÃO, M. F. R. E. A., 2011. *Calibração e Validação de um Modelo Matemático Aplicado ao Caneiro de Alcântara*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil. Universidade Nova Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia. 111 pp.

MARTINS, F. J. P., 2000. *Dimensionamento Hidrológico e Hidráulico de Passagens Inferiores Rodoviárias para Águas Pluviais*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil; Especialização em Hidraulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 195 pp.

MATOS, J. M. D. S. G., 2006. *Ambiente e Saneamento – Sistemas de Drenagem Urbana*. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa. 276 pp.

MATOS, M. R., 1987. *Método de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana*. Dissertação para obtenção do grau de Especialista. LNEC, Lisboa, Portugal.

MELLER, A., 2004. *Simulação Hidrodinâmica Integrada de Sistema de Drenagem em Santa Maria RS - Tese de Mestrado*. Área de concentração em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental. Santa Maria, Brasil. 185 pp.

MIKALSON, D., GUO, Y., & ADAMS, B. J., 2012. *Rainfall Derived Inflow and Infiltration Modeling Approaches*. Journal of Water Management Modeling. University of Toronto. 14 pp.

PIMENTEL, N., BRITO, R. S., FERREIRA, F., MATOS, J. S., & GOMES, C., 2011. *Medições Hidráulicas Em Colectores – Estratégias Para Implementação De Campanhas Em Tempo Seco.*, 16 pp.

PÓVOA, P., DAVID, C., & FRAZÃO, A., 2011. *Sistemas de Monitorização e Gestão de Sistemas de Saneamento na área de Concessão da SIMTEJO*. Modelação dinâmica de Sistemas de Drenagem Urbana: Aplicações a casos de estudo. FUNDEC, DEC. Instituto Superior Técnico. Lisboa. 33 pp.

VALLABHANENI, S., & CAMP, D., 2007. *Computer Tools for Sanitary Sewer System Capacity Analysis and Planning*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development. 104 pp.

VALLABHANENI, S., H. BURGESS, E., LAI, F.-H., FIELD, R., & CHAN, C., 2008. SSOAP — A USEPA Toolbox for SSO Analysis and Control Planning *World Environmental and Water Resources Congress 2008* (pp. 1-10).

WAPUG, 2002. *Waste Water Planning Users Group. Code of Practise for the Hydraulic Modelling of Sewer Systems, Version 2.001*.

WATER, B., 2014. <http://www.valongo-bewater.com.pt/pt/drenagem-e-tratamento-de-aguas-residuais>, consultado no dia 22 de Setembro.

ANEXOS

Anexo A – Caracterização do Sistema Intercetor de Lordelo

Anexo B – Recolha da Informação Existente

Anexo C – Resultados da Calibração das Afluências ao Modelo – Programa *SSOAP*

Anexo D – Resultados da Modelação Dinâmica do Intercetor de Lordelo – Programa
SWMM