



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Faculdade de Engenharia

# **Avaliação do impacto da infiltração na rede de drenagem de Vila Fernando com recurso a modelação matemática**

**Miguel Ferreira Santos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

**Engenharia Civil**

(2º ciclo de estudos)

Orientador: Prof. Doutor António Albuquerque

**Covilhã, Junho de 2011**



# AGRADECIMENTOS

Ao Orientador desta dissertação, Professor Doutor António Albuquerque, expresso o meu sincero e especial agradecimento, pela sua orientação técnica e científica de valor imenso, e por todo o seu apoio e disponibilidade constante durante a realização desta dissertação.

À Prof. Lúgia Amado, docente no Departamento de Engenharia Civil da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico da Guarda, pela sua colaboração na interpretação de alguns dados.

Às Águas do Zêzere e Côa, por todo o apoio e dados fornecidos relativos à ETAR de Vila Fernando, em especial ao Dr. Renato Craveiro que foi incansável no apoio prestado durante o período de estudo.

Aos SMAS da Guarda, por todo o apoio no levantamento de dados da rede de drenagem de Vila Fernando e demais dados e cartas fornecidas, em especial ao Eng.º Horácio Brás que foi muito atencioso durante o período de estudo.

À Fundação para Ciência e Tecnologia, através do projecto PTDC/AMB/73081/2006, por ter permitido o financiamento que permitiu obter dados para este trabalho.

Ao Eng.º Luís Simões, Gerente da empresa COVIENG - "Gestão de Projectos e Obras, Lda", que possibilitou o meu estágio profissional na sua empresa e incentivou a conclusão deste trabalho.

A todos os Professores da Universidade da Beira Interior que me ajudaram a aprofundar os meus conhecimentos durante a minha licenciatura e mestrado.

Aos meus pais, Victor e Lucília, os mais profundos agradecimentos, pelo seu esforço financeiro, amor, apoio e amizade, e pela credibilidade que depositaram no seu melhor investimento, os filhos.

Aos meus irmãos Bruno e Marco, pelo seu apoio, amizade, companheirismo e por sempre acreditaram em mim.

À minha namorada, Ângela, um especial obrigado por todo o seu apoio, amor e infinita paciência ao longo destes anos.

Aos meus primos "emprestados", Aurélio e Dina, pela sua amizade, apoio e companheirismo.

Aos pais, irmão, tios, primos e avós da minha namorada que sempre me prestaram apoio e pela amizade, companheirismo e compreensão.

À minha restante família, um obrigado pelo seu apoio, amizade e presença.



# RESUMO

Parte do escoamento superficial pode entrar nas redes de drenagem, resultando na infiltração de caudais que podem por em causa o funcionamento hidrodinâmico da rede e comprometer o tratamento a jusante da ETAR, por vezes com aumento de encargos para a operação e manutenção dos sistemas de águas residuais. São volumes difíceis de quantificar, em especial em zonas rurais com recursos tecnológicos e humanos limitados. A sua variação e dimensão dependem de factores como o estado de conservação da rede de drenagem, alterações físicas na bacia drenante (e.g. alteração do coberto vegetal ou da área impermeável), o nível freático e o volume de água pluvial escoado.

A partir de dados de precipitação recolhidos em três estações udométricas e da delimitação da bacia drenante de Vila Fernando e Vila Fernando Gare (concelho da Guarda), estimou-se o escoamento superficial para o período entre Janeiro de 2008 e Junho de 2010. A medição de caudal efectuada à entrada de ETAR de Vila Fernando, para o mesmo período, permitiu observar que existiu infiltração significativa que, em média, foi de 52,2% do caudal total medido. Detectou-se uma proporcionalidade entre o aumento do escoamento pluvial superficial e o caudal infiltrado que atingiu a ETAR, em especial para escoamentos superiores a 2100 m<sup>3</sup>/d.

O caudal médio de tempo seco registado à entrada da ETAR foi de 17,4 m<sup>3</sup>/d, cerca de 33% do valor mínimo admitido no projecto da ETAR (53 m<sup>3</sup>/d), o que pode ser explicado pela falta de ligações previstas para a ETAR.

Após o levantamento da rede e a estimativa dos caudais de operações, verificou-se que em 63 troços havia desconformidade com os critérios de velocidade mínima e tensão de arrastamento. A simulação estática para 3 cenários de infiltração (tempo seco, infiltração média e infiltração máxima) revelou uma melhoria no funcionamento da rede, tendo sido detectados ainda 54 (cenário 2) e 49 (cenário 3) troços em desconformidade com aqueles critérios.

O funcionamento da rede de drenagem foi posteriormente modelada de forma dinâmica com o programa SWMM, tendo sido detectados 64 troços em mau funcionamento em termos de velocidade mínima admissível, e 38 troços a funcionar bem.

A rede de drenagem de Vila Fernando tem capacidade de escoamento para o caudal actual e, até, para incorporar um caudal de infiltração de mais 92,8%, mas precisaria de uma intervenção para aumentar a inclinação de 64 troços e a profundidade de escavação das respectivas caixas de vista de jusante.

A utilização simultânea de trabalho de campo e meios computacionais de simulação permitem avaliar o funcionamento de redes de drenagem para diferentes cenários de infiltração e definir medidas para a sua reabilitação.

**Palavras-chave:** caudal de infiltração, modelação, rede de drenagem



# ABSTRACT

Part of the stormwater runoff enters into the drainage networks, resulting in infiltration flow rate that can affect the hydrodynamic conditions of the sewer network and compromise the treatment of the wastewater downstream, sometimes with increasing the costs for operation and maintenance of the wastewater systems. Those volumes are difficult to quantify, especially in rural areas with limited human and technological resources. Its variation and dimension depend on factors such as the conservation status of the sewer network, physical changes in the drainage catchment (e.g. change in the land cover or impervious areas), the groundwater level and the volume of surface runoff.

From precipitation data collected at three rainwater measurement points and the drainage catchment of Vila Fernando and Vila Fernando Gare (district of Guarda), it was estimated the surface runoff for the period between January 2008 and June 2010. The flow measured at the entrance of the wastewater treatment plant of Vila Fernando allow observing that there was significant infiltration, which in average was 52.2% of the total measured flow rate. A proportionality between the increase in surface runoff and the infiltration flow rate that reached the treatment plant was detected, especially for stormwater runoff over 2100 m<sup>3</sup>/d. The mean flow rate of domestic wastewater (average dry weather flow) was 17.4 m<sup>3</sup>/d, approximately 33% of the minimum flow rate admitted in the project of the wastewater treatment plant (53 m<sup>3</sup>/d), which can be explained by the lack of connection of part of the sewer network in Vila Fernando.

After the characterization of the sewer network and the flow rate of operation, it was found that 63 sections of the network were falling the criteria of a minimum velocity (*i.e.* the velocity was under 0.6 m/s). The static simulation of infiltration for three scenarios (dry weather flow, average infiltration and maximum infiltration) showed an improvement in the operation of the sewer network, but it was still detected 54 (scenario 2) and 49 (scenario 3) sections in disagreement with the velocity criteria.

The flow conditions into the sewer network were afterwards modeled dynamically with the SWMM software, having been detected 64 sections with self cleaning velocity below the minimum allowed, and 38 sections working well.

The sewer network of Vila Fernando has capacity to transport the current wastewater flow rate produced in the village, including the maximum infiltration flow rate (92.8%), but needs an intervention to increase the slope of 64 pipe sections and the height of the respective manholes.

The simultaneous use of field work and computer simulation methods allow assessing the functioning of sewer networks for different scenarios and defining measures for infiltration control and sewer rehabilitation.

**Key-words:** infiltration flow rate, modeling, sewer network



# ÍNDICE

<b>Capítulo 1 - Introdução</b>	1
1.1 Enquadramento e justificação	1
1.2 Objectivos	2
1.3 Estrutura da Dissertação	3
<b>Capítulo 2 - Sistemas de drenagem de águas residuais</b>	4
2.1 Águas residuais	4
2.1.1 Caracterização	4
2.1.2 Estimativa do caudal de águas residuais domésticas	7
2.1.3 Estimativa do caudal de águas pluviais	9
2.2 Sistemas de drenagem de águas residuais	11
2.2.1 Tipos de redes	11
2.2.2 Componentes	12
2.3 Critérios de dimensionamento e de operação	15
<b>Capítulo 3 - Afluências indevidas</b>	18
3.1 Características	18
3.2 Tipo de infiltração	19
3.3 Impacto da infiltração no desempenho funcional dos sistemas	20
3.4 Modelos matemáticos para controlo da infiltração	21
<b>Capítulo 4 - Plano experimental</b>	23
4.1 Delimitação da área de drenagem	24
4.2 Levantamento de medições de caudal	24
4.3 Levantamento da rede de drenagem	24
4.4 Determinação das características de funcionamento actual da rede	25
4.5 Avaliação das condições de operação para diferentes cenários de infiltração	25
4.6 Modelação matemática do funcionamento da rede	25
<b>Capítulo 5 - Material e métodos</b>	27
5.1 Descrição da área de estudo	27
5.2 Estimativa do escoamento na bacia de drenagem (Etapa1)	29
5.3 Caudal afluente à ETAR de Vila Fernando (Etapa2)	30
5.4 Características da rede de drenagem de Vila Fernando (Etapa 3 e 4)	30
5.5 Simulação do funcionamento da rede de drenagem (Etapa 5 e 6)	32
<b>Capítulo 6 - Resultados</b>	34
6.1 Escoamento na bacia de drenagem (Etapa 1)	34
6.2 Caudal afluente á ETAR de Vila Fernando (Etapa2)	35

6.3 Características da rede de drenagem de Vila Fernando (Etapa 3 e 4)	36
6.4 Funcionamento da rede para diferentes cenários de infiltração (Etapa 5)	49
6.5 Simulação do funcionamento da rede de drenagem (Etapa 6)	64
<b>Capítulo 7 - Análise e discussão</b>	<b>73</b>
7.1 Caudal infiltrado na rede de drenagem de Vila Fernando	73
7.2 Influência da infiltração no funcionamento hidráulico-sanitário da rede de drenagem	76
<b>Capítulo 8 - Conclusões e trabalho futuro</b>	<b>85</b>
8.1 Conclusões	85
8.2 Perspectivas de trabalho futuro	86
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>87</b>
<b>ANEXOS</b>	<b>90</b>
Anexo I - Dados de precipitação dos postos udométricos de Almeidinha, Codeceiro e Ramela	91
Anexo II - Peças desenhadas	94
Anexo III - Concepção da modelação	97
Anexo IV - Resultados da modelação	115



# LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Curvas de intensidade - duração - frequência aplicáveis a Portugal Continental (Decreto Regulamentar nº 23/95)	11
Figura 2.2 - Representação esquemática de uma câmara de visita (Sousa E.R. e Monteiro A. J. (2006))	13
Figura 2.3 - Representação da secção de escoamento de um colector	16
Figura 3.1 - Representação de uma rede de drenagem no SWMM (Rossman L. A. (2004))	22
Figura 5.1 - Identificação da zona de estudo ( <a href="http://maps.google.pt">http://maps.google.pt</a> (Junho, 2011))	27
Figura 5.2 - Localização de Vila Fernando ( <a href="http://maps.google.pt">http://maps.google.pt</a> (Junho, 2011))	28
Figura 5.3 - Bacia hidrográfica contributiva de Vila Fernando (adaptada de Santos N. (2010))	29
Figura 5.4 - Delimitação das bacias contributivas de Vila Fernando Gare (1) e Vila Fernando (2) (adaptada de Santos N. (2010))	30
Figura 6.1 - Variação do escoamento superficial e do caudal médio à entrada da ETAR (valores médios diários por mês no período 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009)	35
Figura 6.2 - Representação esquemática da rede de drenagem introduzida no SWMM	64
Figura 6.3. Inclinações instaladas da rede de drenagem de Vila Fernando	69
Figura 6.4. Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)	69
Figura 6.5 - Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)	70
Figura 6.6 - Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração máxima)	70
Figura 6.7 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)	71
Figura 6.8 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)	71
Figura 6.9 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 3 - caudal com infiltração máxima)	72
Figura 7.1 - Correlação entre o caudal escoado na bacia drenante de Vila Fernando o caudal infiltrado que chegou à ETAR	76
Figura 7.2 - Variação do número de troços em incumprimento para os 3 cenários de infiltração	83
Figura 7.3 - Perfil longitudinal do troço mais desfavorável (CV32 a ETAR).	84



# LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Algumas características das águas residuais (Tchobanoglous <i>et al.</i> (2003))	6
Tabela 2.2 - Valores de C em função do tipo de ocupação (Decreto Regulamentar nº 23/95)	10
Tabela 4.1 - Cronograma de trabalhos	23
Tabela 5.1 - População para Vila Fernando e Vila Fernando Gare (2008-2009)	31
Tabela 5.2 - Consumos de água e população residente e flutuante (2008-2009)	32
Tabela 6.1 - Intensidade de precipitação e escoamento médio na bacia urbana de Vila Fernando	34
Tabela 6.2 - Caudal médio mensal medido à entrada da ETAR de Vila Fernando	35
Tabela 6.3 - Características da rede de drenagem de Vila Fernando	36
Tabela 6.4 - Dados de base para o cálculo do caudal teórico de operação actual da rede de drenagem de Vila Fernando	40
Tabela 6.5 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando	46
Tabela 6.6 - Caudais utilizados para cada simulação	49
Tabela 6.7 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)	53
Tabela 6.8 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)	57
Tabela 6.9 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 3 - caudal com infiltração máxima)	60
Tabela 6.10 - Caudais individuais introduzidos nas CV de montante do respectivo troço.	65
Tabela 7.1 - Caudal médio pluvial infiltrado que atingiu a ETAR de Vila Fernando	74
Tabela 7.2 - Inclinações necessárias para os troços em desconformidade, para o cumprimento dos parâmetros hidráulico-sanitárias na rede de drenagem de Vila Fernando	77
Tabela 7.3 - Alturas de escavação existentes e necessárias para um bom funcionamento da rede.	79



# NOMENCLATURA

## Símbolos

A - Área drenante	$L^2$
An - Área de influência de cada posto	$L^2$
At - Somatório das áreas contributivas	$L^2$
C - Coeficiente de escoamento do Método Racional	-
Cap <sub>i</sub> - Capitação no período i	$L^3/(\text{hab.T})$
CAR - Coeficiente de afluência	-
h/D - Razão altura/diâmetro	-
h - Altura de escoamento	L
he - Altura de escavação ou profundidade de escavação à soleira	L
fp - Factor de ponta	-
i - inclinação (terreno ou colector)	L/L
I - Intensidade de precipitação	L/T
K - Serviço de percurso em cada troço	-
Ks - Coeficiente de Strickler	$L^{1/3}/T$
L - Comprimento do troço de colector	L
LFict - Comprimento fictício de colector	L
P - Precipitação	L
Pn - Precipitações médias	L
Pop(acum) <sub>i</sub> - População acumulada no troço i	Hab
PS <sub>i</sub> - População servida no troço i	Hab
PUP - População unitária de percurso	Hab/L
Q - caudal	$L^3/T$
Qinf - Caudal de infiltração	$L^3/T$
Qm <sub>i</sub> - Caudal médio no troço i	$L^3/T$
Q(op) <sub>i</sub> - Caudal de operação no troço i	$L^3/T$
Q(ind) <sub>i</sub> - Caudal individual no troço i	$L^3/T$
Qp <sub>i</sub> - Caudal de ponta no troço i	L
R - Raio hidráulico	$L^2$
S - Secção de escoamento	T

Tc - Tempo de concentração

$M.L/(T^2.L^2)$

$\tau$ - Tensão de arrastamento

$N/L^2$

U - Velocidade

$L/T$



# ABREVIATURAS

AdZC - Águas do Zêzere e Côa

CAR - Coeficiente de Afluência à Rede

CV - Caixa de Visita

CVm - Caixa de Visita de Montante

CVj - Caixa de Visita de Jusante

DEC - Departamento de Engenharia Civil

DECA - Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura

EG - Entidade Gestora

EPA - United States Environmental Protection Agency

ETAR - Estação de Tratamento de Águas Residuais

EVAWET - Avaliação do funcionamento hidrodinâmico e ambiental de leitos de macrófitas para tratamento e reutilização de águas residuais

FCT - Fundação para a Ciência e Tecnologia

IPG - Instituto Politécnico da Guarda

HP - Horizonte de Projecto

INAG - Instituto da Água

INE - Instituto Nacional de Estatística

LSA - Laboratório Saneamento Ambiental

MAOTDR - Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional

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

SNIRH - Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

SWMM - Storm Water Management Model

UBI - Universidade da Beira Interior



# Capítulo 1

## Introdução

### 1.1 Enquadramento e justificação

Nos últimos anos, o investimento em sistemas de águas residuais em Portugal tem estado direccionado, essencialmente, para a construção ou reabilitação de redes de drenagem de águas residuais e estações de tratamento de águas residuais (ETAR). De acordo com o último Inventário Nacional de Sistemas de Abastecimento de Água e de Águas Residuais (INAG (2009)), em 2008, a percentagem da população servida por sistemas públicos de drenagem era de 80%, o que representa um aumento significativo do registado em 2001, que era de apenas 68% (INAG (2002)).

No entanto, aquele valor está, ainda, longe da meta definida no Plano Estratégico de Abastecimento de Água e Saneamento de Águas Residuais (PEAASAR II), para o período 2007-2013, que aponta para uma cobertura de 90% da população servida por sistemas de drenagem e tratamento de águas residuais (MAOTDR (2007)).

As ligações ou descargas indevidas de águas pluviais em redes de drenagem de águas residuais são uma das preocupações actuais das entidades gestoras (EG) de sistemas de águas residuais, sendo um dos principais factores responsáveis pelo fraco desempenho, quer das redes, quer do tratamento a jusante, com aumento de custos de exploração difíceis de controlar.

As redes de drenagem mais vulneráveis são as que incluem menores diâmetros de colectores, sendo sujeitas a sobrecarga hidráulica provocada por aflúncias pluviais de ligações indevidas de sumidouros ou ramais pluviais, ou por infiltração directa nos elementos da rede. De acordo com Cardoso *et al.* (2002), David (2005) e Amorim (2007), em muitos casos estas ocorrências têm, como principais consequências, a degradação estrutural de colectores, inundações e aumento do caudal afluente à ETAR, com diluição da água residual que pode ser prejudicial ao tratamento (Tchobanoglous *et al.* (2003)) e a descarga de excedentes para meios receptores sem tratamento adequado.

Apesar de se conhecerem as consequências que os caudais indevidos podem ter nos sistemas de saneamento, o problema é de difícil localização e quantificação. A monitorização instantânea destes fenómenos requer a utilização de equipamentos para medição de precipitação e do nível em caixas de visita, que, muitas vezes, acarreta custos insustentáveis para as EG. Alternativamente, pode-se, por aproximação, realizar estimativas, quer do caudal de águas residuais escoado, quer da infiltração em colectores, recorrendo a métodos estatísticos e a medições pontuais. Além da infiltração superficial e sub-superficial associada ao escoamento, existe também a infiltração de águas subterrâneas, bem como o risco de extrafiltração para o exterior, que pode levar à contaminação de origens de água.

A utilização de modelos de simulação constitui uma ferramenta particularmente útil na fase de projecto e na operação ou reabilitação dos sistemas existentes, para diagnosticar o respectivo funcionamento (Ensinas (2009)). Esta ferramenta pode ser muito útil para avaliar a capacidade dos sistemas existentes em tempo real e testar soluções para resolver problemas detectados, ou para testar diferentes procedimentos para explorar os sistemas para cenários de ocorrências extremas (p.e. precipitações intensas ou aumento da população flutuante).

A dispersão de aglomerados de pequena dimensão, especialmente em zonas rurais ou periféricas de grandes cidades, torna oneroso a instalação e operação de sistemas de drenagem separativos. De acordo com o último recenseamento nacional de 2001, cerca de 42% da população portuguesa vivia em aglomerados com menos de 2 000 habitantes (INE (2001)). As redes para pequenos aglomerados acabam por incorporar uma multiplicidade de ligações, com afluências indevidas muito superiores ao caudal de águas residuais escoado, em muitos casos sem operação adequada, que acaba por se reflectir num deficiente desempenho ou degradação das infra-estruturas. De acordo com Galvão e Matos (2006), estas são as principais causas para os baixos índices da qualidade do serviço prestado pelos sistemas de saneamento.

Este estudo surgiu no seguimento dos resultados obtidos no projecto EVAWET (Avaliação do funcionamento hidrodinâmico e ambiental de leitos de macrófitas para tratamento e reutilização de águas residuais, PTDC/AMB/73081/2006), financiado pela Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT), desenvolvido no Laboratório de Saneamento Ambiental (LSA) do Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura (DECA) da Universidade da Beira Interior (UBI), com apoio do Departamento de Engenharia Civil (DEC) do Instituto Politécnico da Guarda (IPG) e da Águas do Zêzere e Côa (AdZC).

Durante a monitorização efectuada entre 2008 e 2010, detectaram-se variações anormais de caudal à entrada da ETAR de Vila Fernando (Guarda), que se associaram à existência de ligações pluviais significativas na rede de drenagem. Estas ocorrências, além de poderem afectar o bom funcionamento da rede, alteram as características quantitativas e qualitativas da água residual que chega à ETAR, tendo afectado o seu desempenho, como discutido nas dissertações desenvolvidas por Simões (2009) e Santos (2010). Assim, entendeu-se ser oportuno estimar o caudal de infiltração afluente à rede da drenagem e que atingiu a ETAR naquele período, a partir de registos de caudal detectados à entrada da ETAR e da estimativa do escoamento superficial. A utilização de um modelo de simulação (SWMM) permitiu avaliar o efeito da variação e caudal no desempenho hidrodinâmico da rede de drenagem.

## 1.2 Objectivos

O objectivo principal do trabalho centrou-se na avaliação do caudal de infiltração que entrou na rede de drenagem de Vila Fernando e Vila Fernando Gare e que atingiu a ETAR de Vila Fernando e o seu efeito no desempenho da rede de drenagem.

Assim, os objectivos específicos do estudo compreenderam os seguintes aspectos:

- 1) Estimativa do escoamento superficial na bacia de drenagem de Vila Fernando e Vila Fernando Gare que poderia infiltrar-se na rede de drenagem de água residuais;
- 2) Estimativa do caudal de infiltração que chegou à ETAR, através do cruzamento de dados de escoamento, medição de caudal à entrada da ETAR e da estimativa do caudal de água residual doméstica rejeitada para a rede de drenagem;
- 3) Simulação da rede de drenagem e avaliação do seu funcionamento hidrodinâmico para diferentes cenários de infiltração.

### 1.3 Estrutura da Dissertação

A Dissertação encontra-se estruturada em oito capítulos.

No capítulo um apresenta-se o enquadramento do tema, incluindo a problemática das afluências indevidas nos sistemas de águas residuais, uma análise dos níveis de atendimento e da importância de quantificar e controlar o caudal de infiltração em tempo real, e corrigir a sua origem, a fim de preservar o bom desempenho de sistemas de saneamento, em particular em zonas com aglomerados de pequena dimensão. Finaliza-se com a descrição dos objectivos gerais e específicos da dissertação e com a sua estrutura.

O capítulo dois apresenta uma breve revisão bibliográfica sobre as características das águas residuais e dos sistemas de drenagem, sendo apresentada a forma de quantificar o escoamento em bacias urbanas e o caudal de águas residuais domésticas. O capítulo três descreve a problemática das ligações indevidas, métodos para a sua quantificação e controlo, bem como as vantagens da modelação dos sistemas.

O capítulo quatro apresenta o plano de trabalhos e o capítulo cinco os materiais e métodos utilizados, incluindo os procedimentos adoptados para a definição da área de estudo e estimativa do caudal de infiltração, a caracterização e reconstrução da rede de drenagem de Vila Fernando e Vila Fernando Gare e a metodologia seguida para a estimativa da infiltração e a modelação da rede.

No capítulo seis são apresentados, de forma resumida, os resultados das seis etapas de trabalhos, que são complementados com o material incluído nos Anexos I e II. O capítulo sete integra a análise e discussão de resultados, incluindo a comparação com os resultados obtidos noutros estudos, sendo as conclusões e recomendações para trabalhos futuros incluídas no capítulo oito.

# Capítulo 2

## Sistemas de drenagem de águas residuais

### 2.1 Águas residuais

#### 2.1.1 Caracterização

A água potável utilizada em usos domésticos, industriais, comerciais e agrícolas, sofre alterações químicas, físicas e biológicas, sendo, normalmente, recolhida em sistemas de drenagem para o seu tratamento posterior antes de ser descarregada num meio receptor final ou ser reutilizada.

O Decreto-Lei 152/97 de 19 de Junho (Tratamento de águas residuais urbanas) e o Decreto-Lei 236/98 de 1 de Agosto (Qualidade da água) definem regras para o controlo de descargas de águas residuais urbanas e a protecção das águas superficiais. Estes dois Decretos-Lei dividem as águas residuais nas três categorias seguintes:

- *Águas residuais domésticas* - as águas residuais de serviço e de instalações residenciais, essencialmente provenientes do metabolismo humano e de actividades domésticas;
- *Águas residuais industriais* - as águas residuais provenientes de qualquer tipo de actividade que não possam ser classificadas como águas residuais domésticas, nem sejam águas pluviais;
- *Águas residuais urbanas* - as águas residuais domésticas ou a mistura destas com águas residuais industriais e ou com águas pluviais.

As águas de uso doméstico provenientes de cozinhas, instalações sanitárias e de lavagem de roupa, designadas por águas residuais domésticas, possuem, de acordo com Tchobanoglous *et al.* (2003), entre 60% a 80% de matéria orgânica de fácil biodegradabilidade e entre 20% a 40% de compostos de difícil biodegradabilidade (por exemplo, detergentes, óleos, celulose e hidrocarbonetos), matéria inerte, metais pesados e sais. Contém, ainda, bactérias, vírus, fungos e protozoários, alguns dos quais são responsáveis por doenças como a cólera, a hepatite A ou gastroenterites.

As águas residuais industriais possuem características variáveis, como o caudal e compostos químicos, físicos e microbiológicos. Estes afluentes habitualmente contêm óleos e gorduras, matéria inorgânica, matéria sólida em suspensão e matéria orgânica difícil de biodegradar.

Nas águas residuais urbanas podem ainda surgir contribuições de hospitais, centros comerciais, estações de serviço e indústrias, drenagem de vias e pavimentos e escorrências agrícolas, cujos poluentes podem exigir tratamento específico.

Existe outro tipo de caudal que surge no sistema de drenagem das águas residuais, que tem origem na infiltração de águas pluviais (afluências indevidas).

As águas pluviais resultam do escoamento superficial das águas das chuvas caídas nas bacias de drenagem contributivas e apresentam, usualmente, baixa carga orgânica e elevada carga

sólida (inertes e SST). São também consideradas águas pluviais, as águas de regas de jardins e espaços verdes, provenientes de lavagem de arruamentos, passeios, pátios e parques de estacionamento, que usualmente se infiltram na rede colectora.

O caudal de infiltração de águas pluviais no solo depende da precipitação e evapotranspiração, nível freático, cobertura vegetal, tipo de solo e do estado de funcionamento e conservação da rede de colectores. O escoamento superficial em zonas com agricultura intensiva, onde são utilizados fertilizantes em excesso, pode introduzir elevadas concentrações de azoto e fósforo nos afluentes de ETAR. As escorrências de vias podem contribuir com elevada concentração de hidrocarbonetos, óleos e gorduras e metais pesados, para além de quantidades significativas de inertes (Albuquerque *et al.* (2005)). Água pluvial infiltrada no solo (em escoamento subsuperficial) pode também introduzir-se nas redes de drenagem de águas residuais e arrastar poluentes acumulados no solo, em especial se o nível freático estiver acima do extradorso dos colectores (Sousa e Matos (2006)).

O conhecimento das características das águas residuais é essencial para o seu tratamento e selecção do destino final. Tendo em atenção que as águas residuais contêm características físicas, químicas e biológicas que variam ao longo do tempo, a selecção de processos de tratamento deve ter em consideração as características apresentadas na Tabela 2.1.

Nos períodos de precipitação, o sistema de drenagem armazena e transporta as águas residuais domésticas juntamente com as águas pluviais, sendo depois encaminhadas para o ponto de tratamento, podendo ser necessário recorrer a descargas de efluentes não tratados para os meios receptores. Assim sendo, as ligações indevidas aos colectores das redes de águas residuais domésticas e das águas pluviais podem prejudicar gravemente o desempenho dos sistemas de drenagem e tratamento das ETAR, com consequências ambientais negativas e económicas dispendiosas.

As águas residuais, antes de serem descarregadas num meio receptor ou reutilizadas, necessitam de um tratamento para a eliminar a sua carga poluente, de forma a obter um efluente final que respeite as características da legislação em vigor (Decretos-Lei no 152/97 e 236/98).

Tabela 2.1 – Algumas características das águas residuais (Tchobanoglous *et al.* (2003))

Designação	Origem	Efeito
Físicas		
Cor	Decomposição de matéria orgânica; efluentes industriais; efluentes domésticos.	Alteração da cor da água, principalmente devido à presença de sólidos dissolvidos; restringe o uso; causa impacto visual; e pode apresentar toxicidade.
Turvação	Material sólido; efluentes domésticos e industriais.	Dificulta a entrada de luz na água, podendo afectar a actividade de fauna e flora aquática; restringe o uso.
Sabor e odor	Matéria orgânica em decomposição; algas; gases dissolvidos; efluentes domésticos e industriais	Restringe o uso.
Químicas		
Compostos orgânicos biodegradáveis	Efluentes domésticos, industriais e pluviais.	Diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; libertação de odores; libertação de gases com efeito de estufa; restringe o uso.
Compostos orgânicos difíceis de biodegradar (e.g. pesticidas e HAP)	Efluentes industriais.	Toxicidade para a fauna e flora; bio-acumulação, diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; restringe o uso.
Nutrientes (fósforo e azoto)	Efluentes domésticos, agrícolas e industriais; fertilizantes.	Eutrofização de massas de água; diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; toxicidade para a fauna e flora; restringe o uso.
Biológicas		
Bactérias e vírus	Efluentes domésticos, industriais e hospitalares	Risco de propagação de doenças por via hídrica.
Algas	Presença de excesso de nutrientes	Diminuição de oxigénio dissolvido em massas de água; toxicidade para a fauna; aparecimento de odores; restringe o uso.

O dimensionamento de órgãos de tratamento de uma ETAR tem em atenção aspectos como a tipologia da rede de drenagem, as características quantitativas e qualitativas das águas residuais afluentes, os limites de emissão estabelecidos pela legislação vigente, a topografia, o caudal de infiltração de origem pluvial, a área disponível para implantação, e a localização e características do meio receptor.

Muitas vezes, a incorrecta estimativa de influências indevidas pode causar o subdimensionamento das redes de drenagem e da ETAR, incluindo os descarregadores de tempestade.

### 2.1.2 Estimativa do caudal de águas residuais domésticas

O dimensionamento da rede de colectores é realizado após o traçado da rede em planta, onde são escolhidos a linha de colector principal e as secundárias, bem como a colocação das câmaras ou caixas de visita (CV). Para o dimensionamento da rede de drenagem de águas residuais é necessário conhecer a população e a capitação (doméstica, comercial e industrial) de projecto (para cada troço, no ano de arranque e ano final), que permitirão estimar o caudal em cada troço (um troço de rede é um segmento de colector entre duas CV consecutivas).

A partir da população total afectada à rede de drenagem (ano inicial e final), do número de troços e do coeficiente que determina o serviço de percurso em cada troço (K) determina-se o comprimento fictício do troço (LFict) e a população unitária de percurso (PUP) na rede, tal como definido nas Eq. (2.1) e Eq. (2.2).

$$LFict = L \times K \quad (2.1)$$

sendo LFict (L) o comprimento fictício do troço, L (L) o comprimento real do troço e K o coeficiente que reflecte a existência de serviço de um dos lados da via (0,5) ou dos dois lados da via (1) ou sem serviço (0).

$$PUP = \frac{\text{População total}}{\sum LFict_i} \quad (2.2)$$

PUP (hab/L) reflecte, normalmente, a população por metro de rede.

A partir da Eq. (2.2) determina-se a população de serviço (PS<sub>i</sub>) afectada a cada troço da rede, através da Eq. (2.3).

$$PS_i = LFict_i \times PUP \quad (2.3)$$

Tendo o valor de PS em cada troço de rede pode calcular-se a população acumulada ao longo da rede ( $Pop(acum)_i$ ), desde os troços de cabeceira (onde é igual a PS) até ao local de descarga (normalmente em ETAR) onde deverá ser igual á população total de projecto.

O caudal médio ( $Q_m$ ) para cada troço de rede é estimado a partir da Eq. (2.4).

$$Q_{m_i} = Pop(acum)_i \times Cap_i \times CAR \quad (2.4)$$

onde  $Q_{m_i}$  é o caudal médio ( $L^3/T$ ),  $Pop(acum)_i$  (hab) a população acumulada em cada troço  $i$ ,  $Cap_i$  a capitação de águas no ano  $i$  ( $L^3/(hab \cdot T)$ ),  $CAR$  o coeficiente de afluência à rede (adimensional), que indica a percentagem de caudal rejeitado, após a sua utilização (entre 0,7 e 0,9 de acordo com o Decreto-Regulamentar Nº 23/95 de 23 de Agosto - Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais).

O  $CAR$  pode ser diferenciado por zonas, que são em função dos hábitos de vida da população, da extensão de zonas verdes ou agrícolas.

O crescimento ao longo dos anos da população servida pela rede de drenagem deve ser calculado com rigor pois o seu aumento imprevisto pode por em causa o bom funcionamento da rede. A diminuição da população na zona servida, pode também pôr em risco o bom funcionamento dos sistemas, por ficar em sobredimensionamento. Em primeira análise, devem ser examinados os registos disponíveis, designadamente os recenseamentos eleitorais, os recenseamentos populacionais, a ocupação turística e os planos de desenvolvimentos urbanísticos.

Ao longo do dia, no entanto, verificam-se consumos diversificados, com valores máximos nos períodos de maior consumo de água (períodos de ponta). Assim, o caudal de ponta, em cada troço, pode ser calculado através das Eq. (2.5) e Eq. (2.6).

$$Q_{P_i} = Q_{m_i} \times fp_i \quad (2.5)$$

sendo  $fp_i$  o factor de ponta em cada troço  $i$ , dado pela Eq. (2.6) (Decreto-Regulamentar 23/95).

$$fp_i = 1,5 + \frac{60}{\sqrt{Pop(acum)_i}} \quad (2.6)$$

No caso de existir a rede de drenagem, podem obter-se dados de caudal nos vários troços (medição nas CV) para cruzar com o previsto em projecto.

### 2.1.3 Estimativa do caudal de águas pluviais

O caudal pluvial pode ser estimado conhecendo a disposição e área da bacia de drenagem urbana que contribui para a rede de drenagem pluvial.

Em primeiro lugar recolhem-se dados de precipitação em, pelo menos, dois postos udométricos para estimar a intensidade de precipitação (I) na bacia de drenagem. Pode utilizar-se o método dos polígonos de Thiessen para o cálculo de I (Lencastre e Franco (1984)). Este método resume-se, essencialmente, em unir os postos udométricos por traçados retilíneos e traçar mediatrizes para delimitar a área de influência de cada posto, formando, desta forma, um polígono em torno de cada estação. Admitindo-se que a precipitação é constante em toda a área do polígono, e impondo-se um peso para cada posto que é proporcional á sua área de influência, determina-se I (L/T) pela Eq. (2.7).

$$I = \frac{(P_1 \cdot A_1 / \sum A_t + P_2 \cdot A_2 / \sum A_t + \dots + P_n \cdot A_n / \sum A_t)}{T_c} \quad (2.7)$$

sendo P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> e P<sub>n</sub> as precipitações médias (L) registadas nos postos udométricos 1, 2 e n, A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> e A<sub>n</sub> (L<sup>2</sup>) as áreas de influência de cada posto udométrico, A<sub>t</sub> o somatório de todas as áreas contributivas (L<sup>2</sup>) e T<sub>c</sub> o tempo de concentração (T), calculado através da Eq. (2.8).

O tempo de concentração pode ser determinado pela expressão de Kirpich (Lencastre e Franco (1984)), que foi modificada para poder ser utilizada em bacias superiores a 100 ha (Franco, 2004). T<sub>c</sub> (Eq. (2.8)) é, assim, o tempo dispendido no percurso de água precipitada, desde o ponto mais afastado da bacia até à secção em estudo.

$$T_c = 57 \times \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (2.8)$$

sendo L o comprimento do curso de água (L) e H o desnível total do curso de água (L).

O escoamento superficial (caudal pluvial escoado superficialmente) pode ser obtido através do método racional (Eq. (2.9)), aplicável a bacias urbanas com área de drenagem inferior a 1 300 ha (Sousa e Matos (2006)), que se considera função do T<sub>c</sub>, assim como de I, cuja duração é assumida igual a T<sub>c</sub>.

O caudal de ponta ocorre quando toda a área de drenagem, a montante do local de estudo, passa a contribuir para o escoamento. As simplificações deste método estão relacionadas com a precipitação, que é admitida como invariável no espaço e no tempo, e a representação conceptual da transformação precipitação - escoamento, que é considerada como uma relação linear e representada por um coeficiente de escoamento constante (C).

$$Q_p = C \times I \times A \quad (2.9)$$

onde  $Q_p$  é o caudal de ponta de águas pluviais ( $L^3/T$ ),  $C$  o coeficiente do Método Racional (adimensional),  $I$  a intensidade de precipitação ( $L/T$ ) e  $A$  a área da bacia de drenagem ( $L^2$ ).

O coeficiente  $C$  depende das características físicas e de ocupação da bacia, do estado de humidade do solo e da duração e distribuição da precipitação e varia de acordo com o tipo de ocupação apresentado na Tabela 2.2.

A intensidade média da precipitação também pode ser adquirida a partir de uma curva de intensidade-duração-frequência (curva I-D-F), como apresentado na Figura 2.1 para as várias regiões de Portugal, em função do período de retorno.

Tabela 2.2 - Valores de  $C$  em função do tipo de ocupação (Decreto Regulamentar nº 23/95)

Tipo de ocupação	C
Comercial	
no centro urbano	0,70 - 0,95
nos arredores	0,50 - 0,70
Residencial	
habitações unifamiliares	0,30 - 0,50
prédios isolados	0,40 - 0,60
prédios geminados	0,60 - 0,70
suburbano	0,25 - 0,40
Industrial	
pouco denso	0,50 - 0,80
muito denso	0,60 - 0,90
Parques e cemitérios	0,10 - 0,25
Campos de jogos	0,20 - 0,40
Tipo de superfície	C
Pavimento	
asfáltico	0,70 - 0,95
betão	0,80 - 0,95
Passeios para peões	0,85
Coberturas (telhados)	0,75 - 0,95
Relvado sobre solo permeável	
plano < 2%	0,05 - 0,10
médio, 2% a 7%	0,10 - 0,15
inclinado > 7%	0,15 - 0,20
Relvado sobre solo impermeável	
plano < 2%	0,13 - 0,17
médio, 2% a 7%	0,18 - 0,22
inclinado > 7%	0,25 - 0,35

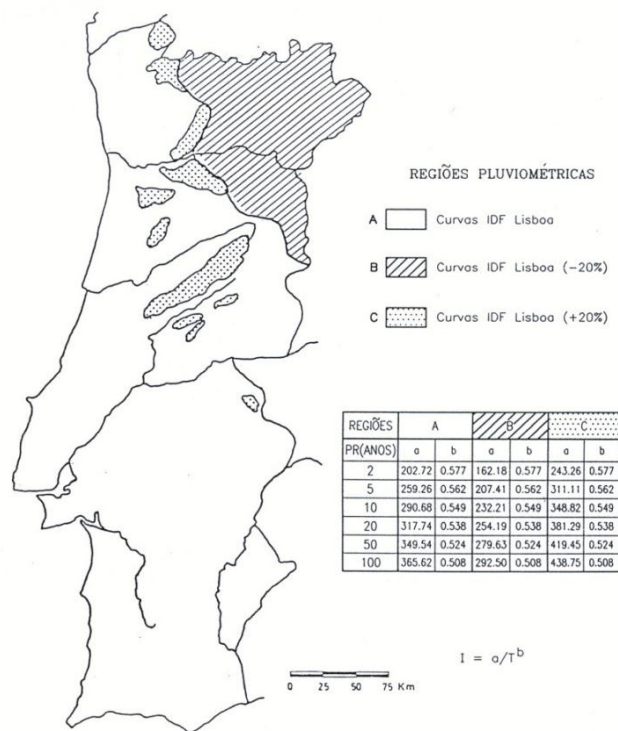


Figura 2.1 - Curvas de intensidade - duração - frequência aplicáveis a Portugal Continental (Decreto Regulamentar nº 23/95)

## 2.2 Sistema de Drenagem de Águas Residuais

### 2.2.1 Tipos de redes

De acordo com o Decreto Regulamentar nº 23/95 os sistemas de drenagem de águas residuais podem classificar-se em:

**Separativos:** constituídos por duas redes de colectores distintas, uma destinada às águas residuais domésticas e industriais e outra à drenagem das águas pluviais ou similares;

**Unitários:** constituídos por uma única rede de colectores onde são admitidas conjuntamente as águas residuais domésticas, industriais e pluviais;

**Mistos:** constituídos pela conjugação dos dois tipos anteriores, em que parte da rede de colectores funciona como sistema unitário e a restante como sistema separativo;

**Separativos parciais ou pseudo-separativos:** em que se admite, em condições excepcionais, a ligação de águas pluviais de pátios interiores ao colector de águas residuais domésticas.

De acordo com David (2005) mais de 50% dos sistemas de drenagem são unitários ou funcionam de forma pseudo-separativa. Durante os períodos de chuva, transportam águas residuais domésticas e pluviais conjuntamente, sendo responsáveis por descargas residuais não tratadas para os meios receptores. Sistemas unitários, mistos ou pseudo-separativos estão normalmente associados a descargas de tempestade ou de excedentes (Cardoso *et al.* (2005)),

podendo descarregar concentrações elevadas de substâncias poluentes, que estavam previamente depositadas nos colectores e nos pavimentos das bacias de drenagem.

## 2.2.2 Componentes

O transporte de águas residuais, desde o local da produção (domicílio) até ao local de tratamento, é executado através de uma série de componentes, destacando-se:

- Redes interiores dos edifícios;
- Ramais de ligação à rede geral de drenagem;
- Rede geral de drenagem incluindo: colectores, CV, câmaras de corrente de varrer, sarjetas e/ou sumidouros (redes unitárias ou separativas de águas pluviais);
- Descarregadores;
- Estações elevatórias e condutas de impulsão;
- Emissário ou emissários (transporte de águas residuais até ao local de tratamento).

Estes componentes devem assegurar o funcionamento apropriado do sistema, nas condições definidas, e permitir igualmente operações de manutenção e exploração.

Durante o traçado da rede é necessário, também, recolher outros elementos, normalmente após visita ao local, nomeadamente a identificação do nível freático de poços e furos, a proximidade de linhas de água, zonas com estatuto de protecção, vias de comunicação, a existência de estações elevatórias ou necessidade de as colocar (*i.e.* avaliar a cota disponível ou a altura de elevação necessária para a selecção das bombas) e de outras redes de drenagem, e a localização de ETAR e dos meios receptores.

Os *ramais de ligação* asseguram a drenagem das águas residuais prediais, desde as câmaras de ramal de ligação domiciliária até à rede pública. As redes de águas pluviais dos edifícios abrangidos por rede pública devem ser ligadas a esta por ramais de ligação, a menos que descarreguem em valetas.

A inserção directa de ramais de ligação em colectores só é admissível para diâmetros superiores a 500 mm e deve fazer-se a um nível superior a dois terços de altura daquele, através de forquilhas simples com um ângulo de incidência igual ou inferior a  $67^{\circ} 30'$ , sempre no sentido do escoamento, de forma a evitar perturbações na veia líquida principal.

Os colectores podem ter secção circular, rectangular, oval ou ovóide, embora a mais comum seja a secção circular, sendo colocados em obra em trechos de comprimento não superior a 60 m (distância máxima admitida entre CV), e devem ter resistência adequada a esforços de compressão e tracção.

Os ramais de ligação e colectores são, normalmente, em grés cerâmico vidrado interna e externamente, ferro fundido, PVC rígido, betão, fibrocimento ou PEAD.

As *câmaras ou caixas de visita* (CV) são os órgãos mais numerosos e correntes em sistemas de drenagem, assegurando: a inspecção dos colectores, a remoção de obstruções, a sua limpeza,

a verificação das condições e das características do escoamento e a amostragem para determinação da qualidade das águas residuais (Figura 2.2).

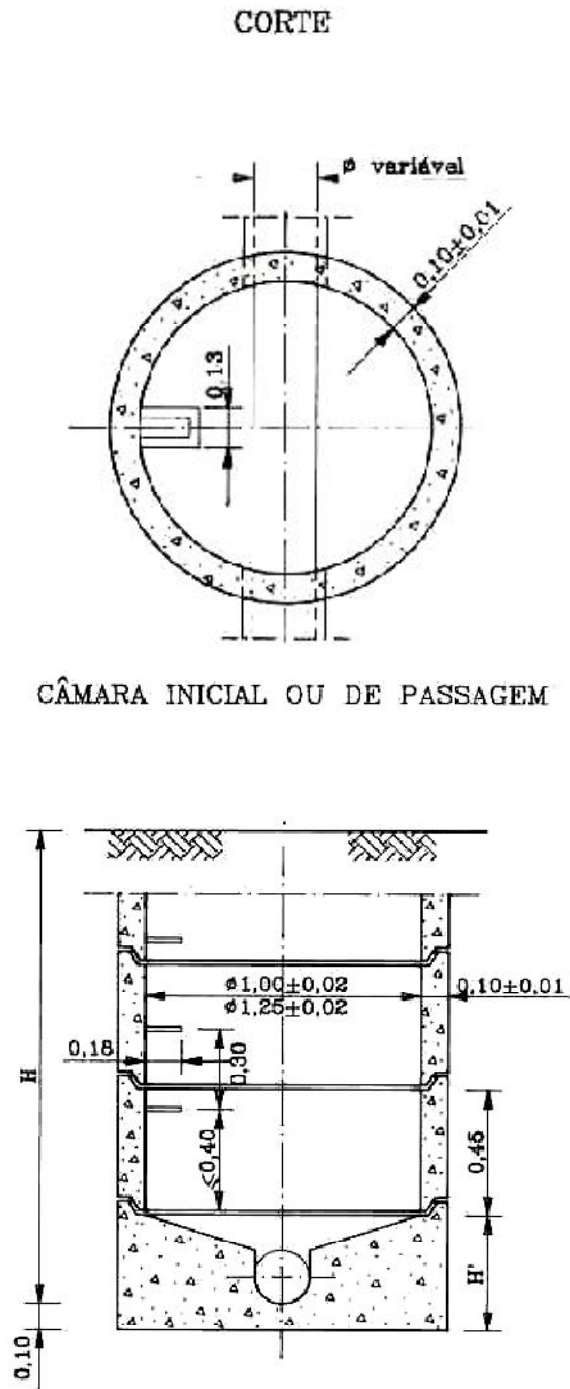


Figura 2.2 - Representação esquemática de uma câmara de visita (Sousa E.R. e Monteiro A. J. (2006))

De acordo com o Decreto-Regulamentar nº 23/95 é obrigatória a implantação de CV na confluência dos colectores, nos pontos de mudança de direcção, de inclinação e de diâmetro dos colectores, nos alinhamentos rectos, com afastamento máximo de 60 m e 100 m, conforme se trate, respectivamente, de colectores não visitáveis ou visitáveis. Os

afastamentos máximos podem ser aumentados em função dos meios de limpeza, no primeiro caso, e em situações excepcionais, no segundo.

No caso de existir um enorme desnivelamento, terá de se prever a fixação de uma CV que, neste caso, tem a designação de *caixa de queda*.

As CV compreendem os seguintes componentes: soleira (formada em geral por uma laje de betão que serve de fundação às paredes), corpo (formado pelas paredes, com disposição em planta normalmente rectangular ou circular), cobertura (plana ou tronco-cónica assimétrica, com uma geratriz vertical na continuação do corpo para facilitar o acesso), dispositivo de acesso (formado por degraus encastrados ou por escada fixa ou amovível, devendo esta última ser utilizada somente para profundidades iguais ou inferiores a 1,7 m) e dispositivo de fecho resistente (em geral em ferro).

As *câmaras de corrente de varrer* são dispositivos utilizados para a limpeza dos colectores, quando não possam ser garantidas as condições de auto-limpeza. Pode ser utilizada uma CV dotada de comporta ou comportas manobradas manualmente, que permitem isolar a câmara do colector que a ela está ligado. Também existe a câmara de corrente de varrer automática que se distingue da manual pela existência de um sifão, funcionando como tanque, dispondo de alimentação contínua de água, com caudal regulado que conduza ao seu enchimento ao fim de períodos previamente determinados, em geral 24 horas.

O Decreto Regulamentar nº 23/95, define as *sarjetas* como dispositivos com entrada lateral das águas de escorrência superficial, normalmente instaladas no passeio da via pública. Os *sumidouros* são dispositivos com entrada superior das águas de escorrência e que implicam a existência de uma grade que permita a entrada da água, sem prejudicar a circulação rodoviária e, normalmente, implantados no pavimento da via pública.

Os descarregadores são estruturas utilizadas para desviar caudais que o colector de jusante não tenha capacidade de transportar, em particular durante eventos de precipitação intensa. Em sistemas unitários, podem ser equacionados para a desviar caudais de tempo seco para o emissário afluente à ETAR.

A utilização de *estações elevatórias* é equacionada quando se pretendem elevar caudais para cotas mais elevadas. Estes órgãos são constituídos por um poço de bombagem com grupos electrobomba e respectivos acessórios (válvulas de seccionamento, válvulas de retenção e tubagens) e por uma grade para remoção de sólidos de grandes dimensões, para protecção às bombas.

Finalmente, existem os emissários que são tubagens apenas para o transporte de águas residuais para uma ETAR ou desta para o meio receptor. Estas fazem parte das redes em "alta".

A rede "em alta" abrange os colectores onde não existe serviço de percurso (i.e. não estão ligados a redes domiciliárias, industriais e comerciais, sarjetas e sumidouros), as estações elevatórias associadas, ETAR e instalações de destino final dos efluentes (MAODTR (2007)). A rede "em baixa" abrange os colectores com serviço de percurso e redes domiciliárias, sumidouros e sarjetas, descarregadores e estações elevatórias que lhe estão associadas.

## 2.3 Critérios de dimensionamento e de operação

A norma NP EN 752-2:1999 estabelece os requisitos de desempenho para os sistemas de drenagem, tendo em conta a boa execução das diversas actividades de engenharia, nomeadamente concepção, dimensionamento, instalação e exploração de sistemas de drenagem (colectores, descarregadores de tempestade e instalações elevatória).

O Decreto-Regulamentar Nº 23/95 estabelece um conjunto de conceitos, terminologia e boas práticas, bem como critérios de dimensionamento para sistemas de drenagem, destacando-se os seguintes:

- A velocidade (U) máxima de escoamento para o caudal de ponta no horizonte de projecto não deve exceder 3 m/s nos colectores domésticos e 5 m/s nos colectores unitários e separativos pluviais;
- A velocidade de escoamento para o caudal de ponta no início da exploração não deve ser inferior a 0,6 m/s para colectores domésticos e 0,9 m/s para colectores unitários e separativos pluviais;
- Nos colectores domésticos, a altura da lâmina líquida não deve exceder 0,5 da altura total para diâmetros iguais ou inferiores a 500 mm e 0,75 para diâmetros superiores (critério da razão  $h/D$ );
- A inclinação (i) dos colectores deve variar entre 0,3% e 15%;
- A *tensão de arrastamento* ( $\tau$ ) deve ser superior a  $1,5 \text{ N/m}^2$ , para verificação das condições de auto-limpeza;
- O diâmetro mínimo a adoptar em redes de drenagem de águas residuais é de 200 mm;
- A profundidade mínima de assentamento de colectores de 1 m, tendo de ser ajustado em função do diâmetro do colector e das condições à superfície (intensidade de tráfego e interferência com outras infra-estruturas).

O escoamento em colectores gravíticos domésticos em superfície livre, pode, em regra e simplificada, ser considerado em regime permanente e uniforme, em conformidade com a expressão de Gauckler-Manning-Strickler (Eq. (2.10)).

$$Q = K_s S R^{2/3} i^{1/2} \quad (2.10)$$

sendo Q o caudal ( $L^3/T$ ),  $K_s$  o coeficiente de Manning-Strickler ( $L^{1/3}/T$ ), S a secção de escoamento ( $L^2$ ), R o raio hidráulico (L) e i o declive do colector (L).

O declive de soleira a adoptar como mínimo ( $> 0,3\%$ ) deve garantir que a velocidade de escoamento seja suficientemente elevada para evitar a sedimentação de matéria sólida e permitir o arrastamento do material acumulado em períodos de baixa afluência. Não devem, contudo, ultrapassar o limite máximo de inclinação (15%), para não causar turbulência no escoamento. Assim, o dimensionamento ou a avaliação de funcionamento de colectores deve

ter em consideração o seu diâmetro e a inclinação do troço, ou seja, a velocidade e a tensão de arrastamento.

Na Figura 2.3 pode observar-se que a altura de escoamento ( $h$ ) é função do ângulo  $\theta$ , podendo ser relacionado com  $h/D$  de acordo com as Eq. (2.11) e Eq. (2.12).

$$\theta = 2 \arccos \left( 1 - 2 \left( \frac{h}{D} \right) \right) \quad (2.11)$$

sendo  $\theta$  o ângulo de abertura (varia entre 0 e  $2\pi$ ). Ou seja,

$$h/D = 1/2 \left( 1 - \cos \left( \frac{\theta}{2} \right) \right) \quad (2.12)$$

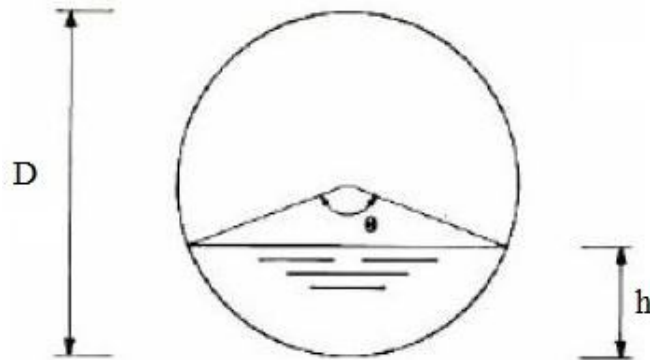


Figura 2.3 - Representação da secção de escoamento de um colector

Uma vez que a altura  $h$  e o ângulo  $\theta$  são desconhecidos, a resolução das Eq. (2.10) e Eq. (2.12) é feita de forma analítica. Substituindo  $\theta$  na Eq. (2.10) e rearranjando, vem:

$$\frac{\theta - \sin\theta}{\theta^{0.4}} = \frac{8}{2^{0.4}} \left( \frac{nQ}{\sqrt{i}} \right)^{0.6} D^{-0.6} \quad (2.13)$$

$$Q = \frac{0.0496}{n} \theta^{-2/3} (\theta - \sin\theta)^{5/3} D^{8/3} i^{1/2} \quad (2.14)$$

sendo  $n$  o inverso de  $K_s$ .

Ou seja, a partir do caudal, inclinação do colector e diâmetro do colector em cada troço é possível estimar  $\theta$ . Conhecendo este valor é possível estimar  $h/D$  pela Eq. (2.10) e  $U$  e  $\tau$  pelas Eq. (2.15) e Eq. (2.16), respectivamente.

$$U = \frac{8Q}{(\theta - \sin\theta) D^2} \quad (2.15)$$

$$\tau = \frac{\gamma(\theta - \sin\theta)D_i}{4\theta} \quad (2.16)$$

sendo  $\gamma$  o peso volúmico da água (9800 N/m<sup>3</sup>).

Finalmente, deve-se, tanto quanto possível, reduzir a inclinação do colector de forma a minimizar a altura de escavação ( $h_e$ ).

# Capítulo 3

## Afluências indevidas

### 3.1 Características

As águas residuais são frequentemente influenciadas por *afluências indevidas* à rede, quer de águas residuais domésticas (ligações clandestinas), quer de águas pluviais (águas pluviais infiltradas, infiltração de águas subterrâneas e ligações de redes pluviais às redes de drenagem de águas residuais), principalmente nas etapas posteriores a chuvadas de elevada duração ou intensidade.

Estas afluências indevidas condicionam o sistema de drenagem e levam a inúmeros problemas de operação, como a entrada da rede em carga, possível derramamento para a via pública, diminuição da capacidade de bombagem de estações elevatórias, danos nas infra-estruturas de drenagem devido a velocidades de escoamento excessivas e do arrastamento e deposição de sedimentos e diminuição da eficiência de tratamento da ETAR, neste último caso com consequências ambientais negativas e económicas onerosas (Gamboa *et al.* (2000), Cardoso *et al.* (2002), David (2005), Amorim (2007)).

O caudal de infiltração de águas pluviais do solo é, assim, influenciado pela variação do nível freático, precipitação e evapotranspiração, características do solo e suas utilizações, coberto vegetal e do estado de funcionamento e conservação da rede de colectores.

As consequências destas afluências são agravadas pelo estado de conservação da rede, em particular se existirem materiais envelhecidos, juntas que não são estanques e fissuração das tubagens e acessórios da rede (Cardoso *et al.* (2005), Amorim (2007)). Os colectores mais novos da rede apresentam, geralmente, menor afluência indevida (geralmente o caudal de infiltração é considerado nulo nos primeiros anos de exploração).

A nível do projecto de redes de drenagem, considera-se um caudal de infiltração (Qinf) que varia entre o nulo (ano 0) e um valor máximo de acordo com o Decreto Regulamentar no 23/95:

- Igual ao caudal médio (em pequenos aglomerados populacionais com colectores a jusante até 300 mm);
- $0,5 \text{ m}^3/(\text{d} \cdot \text{cm D} \cdot \text{km})$  (em médios e grandes aglomerados populacionais, sendo D o diâmetro do colector);
- 1 L/s·km (em médios aglomerados populacionais, desde que fique garantida a eficaz estanquidade da rede no que respeita aos colectores, juntas e CV).

Sendo assim, o caudal de dimensionamento ou de operação ( $Q(op)_i$ ) de um troço de colectores será o somatório do caudal de águas residuais de ponta (estimado pela Eq. (2.6) e o  $Q_{inf}$ ), tal como apresentado na Eq. (3.1).

$$Q(op)_i = Q_{p_i} + Q_{inf_i} \quad (3.1)$$

Durante a vida útil da rede, o  $Q(op)_i$  deve ser estimado para condições reais (*i.e.* para a população fixa e flutuante afectada à rede e para as infiltrações registadas), e as condições de operação devem ser verificadas (nomeadamente em termos de  $U$ , razão  $h/D$  e  $\tau$ ), a fim de se procederem a melhorias infra-estruturais.

Nos últimos anos, a forma para controlar as afluências indevidas e as suas consequências, tem consistido na colocação de equipamentos para a medição e controlo das condições de escoamento em *tempo real* (medição de precipitação e das circunstâncias de escoamento em colectores) associada à utilização de modelos de simulação hidráulica (Kesik e Seymour (2003), Vipulanandan e Ozgurel (2004)). Quando não se dispõe de equipamentos de medição ou é necessário uma resposta rápida, podem utilizar-se estimativas do escoamento cruzadas com medições de caudal à entrada da ETAR (para estimativa da infiltração), e a população e captações de água de consumo (para estimativa do caudal médio e de ponta de águas residuais domésticas).

Desta forma, podem ser previstos acontecimentos em tempo real (*e.g.* extravasamento de CV, colectores a entrar em ruptura, e entupimento das infra-estruturas) e determinar medidas de prevenção ou de operação para minimizar impactes ambientais, económicos e sociais (*e.g.* contaminação de meios receptores, risco de inundação e descargas directas de excedentes).

### 3.2 Tipos de infiltração

O termo *infiltração* é utilizado para caracterizar os caudais que entram directamente nos sistemas de drenagem provenientes de ligações indevidas e o caudal que entra nos sistemas de drenagem proveniente dos lençóis freáticos. A água entra nas redes pelas tubagens, devido a deficiências estruturais nos colectores, nas juntas, ligações e CV. Em resumo, a infiltração em sistemas de drenagem de águas residuais depende dos seguintes factores:

- Estado de conservação da rede;
- Existência de ligações pluviais às redes de drenagem;
- Proximidade dos aquíferos;
- Pluviosidade.

A infiltração num sistema de drenagem de águas residuais pode ser *directa*, quando resulta da contribuição de fenómenos pluviométricos, e *indirecta*, associada à proximidade dos colectores ao nível freático. Pode ocorrer directamente na CV, ligações domiciliárias ao

colector, ou ao longo dos colectores. A sua gravidade depende de factores como (White *et al.* (1997), Gamboa *et al.* (2000), Vipulanandan e Ozgurel (2004)):

- A posição dos elementos das redes relativamente ao nível freático, que apresenta variações sazonais (pressão hidrostática sobre o elemento);
- A percentagem do tempo em que o nível freático está acima da soleira dos elementos da rede de drenagem;
- O estado de conservação das redes de drenagem, particularmente dos colectores e CV (dependente dos materiais usados, da idade do sistema, da presença de raízes, entre outros);
- O comprimento das redes, diâmetro dos colectores e número de CV;
- A densidade de ramais de ligação;
- O tipo de solo e condições de assentamento dos colectores;
- A ocorrência de precipitação, pois esta induz um acréscimo da infiltração devido ao escoamento sub-superficial, que normalmente apresenta uma resposta mais rápida que a infiltração resultante do nível freático, e ainda contribui para a elevação do nível freático;
- As fugas das condutas de abastecimento público e dos colectores separativos pluviais.

### 3.3 Impacto da infiltração no desempenho funcional dos sistemas

A água subterrânea que se infiltra nos sistemas de drenagem é geralmente de boa qualidade, tendo uma menor poluição que os efluentes tratados das ETAR. Se a infiltração atingir valores significativos, estas aflúências podem causar diversos problemas, destacando-se (White *et al.* (1997), Vipulanandan e Ozgurel (2004)):

- O aumento dos custos de operação, manutenção e, eventualmente, de investimento, quer em colectores, quer na ETAR;
- A redução da capacidade útil de transporte e tratamento, que contribui para a ocorrência de maiores descargas (maior frequência, duração ou caudal descarregado), inundações e, conseqüentemente, poluição dos solos e meios hídricos;
- A diminuição da eficiência de tratamento na ETAR;
- Impactos negativos devido ao eventual rebaixamento do nível freático;
- A possível entrada de sedimentos nos colectores, aumentando o fluxo de material sólido e potencialmente danificando as infra-estruturas e equipamentos.

A infiltração em alguns casos é visível e facilmente detectável. No entanto, a ocorrência da infiltração não é constante ao longo de todo o sistema de drenagem, sendo indispensável proceder à localização das zonas mais críticas. Existem diversos métodos possíveis para a sua detecção, mas a redução/controlo dos caudais de infiltração envolve várias tarefas, tal como a:

- Selecção de meios tecnológicos ajustados a cada patologia identificada;
- Quantificação dos caudais de infiltração e detecção de zonas prioritárias;

- Identificação das principais causas;
- Reabilitação dos troços de acordo com as prioridades definidas.

### 3.4 Modelos matemáticos para controlo da infiltração

A modelação matemática permite construir um modelo representativo de uma situação real que pode simular diferentes cenários, reflectindo-se nas diferentes componentes e funcionalidades de sistemas físicos.

A modelação de sistemas de drenagem urbana pode ser de grande utilidade na operação das redes, na prevenção de ocorrências para eventos de precipitação extremos ou para grandes flutuações de população e para o planeamento da gestão dos sistemas e até de determinadas ocupações do solo, podendo dar respostas em tempo real (Amorim *et al.* (2009)).

O desenvolvimento de um modelo matemático para a simulação de uma rede de drenagem inclui os seguintes principais passos (David (2005)):

- Recolha de informação;
- Actualização do cadastro e verificação da informação sobre a condição da rede de drenagem;
- Construção do modelo;
- Medição ou estimativa de caudal;
- Calibração;
- Verificação;
- Simulação de diferentes cenários.

Os programas que simulam o comportamento dos sistemas de drenagem modelam o escoamento dinâmico incluindo os modelos hidrológicos e hidráulicos, resolvem as equações completas de Saint Venant e, na sua maioria, podem ser aplicados à modelação do escoamento superficial, do escoamento com superfície livre (em canais e colectores), especialmente em condições críticas, tal como inversões de fluxo, efeitos de jusante e escoamento sob pressão e ainda da qualidade da água e transporte de sedimentos (Schulz *et al.* (2005), Ensinas (2009)).

A maior parte destes modelos simula a variação de variáveis que caracterizam o escoamento como a altura de escoamento ( $h$ ), a velocidade máxima e mínima ( $U$ ) e entradas em carga.

O modelo SWMM (Storm Water Management Model) desenvolvido pela EPA (US Environmental Protection Agency), é dos mais utilizados para a simulação do escoamento e transporte de poluentes em bacias urbanas, bem como em colectores (pluviais e pseudo-separativos, ou de águas residuais domésticas com infiltração).

Trata-se de um modelo dinâmico 1D com um módulo *Runoff* para a transformação de dados de precipitação em dados de escoamento, um módulo de *Transport* para o transporte na rede de drenagem, o módulo *Extran* para a modelação hidrodinâmica em colectores e canais, e o

módulo *Storage/Treatment* para a simulação da qualidade da água. A bacia de drenagem é dividida em sub-bacias contributivas para cada CV, podendo a cada uma delas ser associada uma fracção da precipitação ou do escoamento. O escoamento superficial é obtido através de um reservatório não-linear para cada sub-área representado pela combinação das equações de Manning e da continuidade (Rossman L. A. (2004)).

A propagação do escoamento superficial é simulada com base no método do hidrograma unitário e perdas hidrológicas, incluindo retenção superficial e infiltração. A propagação do escoamento na rede de colectores utiliza as equações de Saint-Venant. O transporte de poluentes utiliza os mecanismos de advecção, difusão e mistura, por escoamento em fluxo pistão ou mistura completa. O modelo inclui, ainda, um submódulo para a sedimentação e resuspensão de sedimentos e processos de degradação, que utilizam cinéticas de primeira ordem.

O escoamento ao longo do sistema propaga-se por uma rede com elementos de transporte, como colectores (*Conduits*), CV (*Junctions*), descarregadores e válvulas de regulação de caudal (*Orifices*, *Weirs* e *Outlets*) e unidades de armazenamento (*Storage Units*) que armazenam água para ser bombeada para cotas superiores através dos grupos electrobombas (*Pumps*). Os colectores transportam a água residual e pluvial para os pontos de rejeição ou para as ETAR (*Outfalls*).

Os componentes do sistema de drenagem são modelados a partir do conceito nó-linha (*nodes-links*), incluindo-se as sub-áreas contributivas em cada nó (CV) de acordo com as sub-bacias observadas localmente (Figura 3.1).

A validação do modelo é especialmente relevante para simulações que visem a qualidade, tendo em conta resultados de campanhas de medição de caudais e de poluentes.

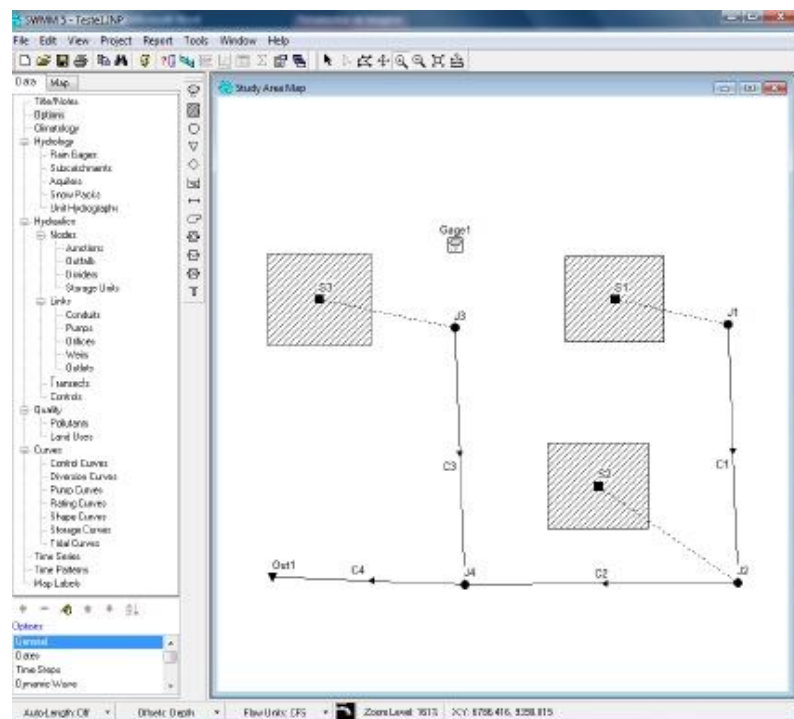


Figura 3.1 - Representação de uma rede de drenagem no SWMM (Rossman L. A. (2004))

# Capítulo 4

## Plano experimental

O procedimento experimental envolveu as seguintes etapas (Tabela 4.1):

- 1) Delimitação da área de drenagem que podia contribuir com águas residuais e infiltração de águas pluviais para a ETAR de Vila Fernando (povoações de Vila Fernando e Vila Fernando Gare) e estimativa do respectivo escoamento no período de 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009.
- 2) Levantamento de medições de caudal efectuadas à entrada da ETAR de Vila Fernando (*i.e.* do caudal efectivo que entrou na ETAR) no período entre 1 de Janeiro de 2008 e 31 de Outubro de 2009 (22 meses) e estimativa do caudal médio de águas pluviais que se infiltrou na rede de drenagem de águas residuais (afluências indevidas) e que foi detectado à entrada da ETAR. Dados fornecidos pelas Águas do Zêzere e Côa.
- 3) Levantamento da rede drenagem, incluindo a rede de colectores, CV, distância entre CV, acessórios de rede, diâmetro dos colectores, cota da superfície da CV ou do terreno, profundidade à soleira do colector. Trabalho realizado com apoio do SMAS da Guarda.
- 4) Determinação das características de funcionamento actual da rede, incluindo a estimativa de caudais teóricos de operação (com base em dados de população, capitação e infiltração teórica, tal como definido no Decreto-Regulamentar nº 23/95), inclinação do terreno e dos troços de colector, da profundidade à soleira nos colectores não visitáveis, bem como dos critérios hidráulico-sanitários (velocidade, tensão de arrastamento e razão h/D).
- 5) Avaliação das condições de operação para os seguintes cenários de infiltração: tempo seco (sem infiltração), infiltração média e infiltração máxima.
- 6) Modelação matemática do funcionamento da rede para os 3 cenários definidos em 5).

Tabela 4.1 - Cronograma de trabalhos

Tarefa \ Tempo	Set/Out 2010	Nov/Dez 2010	Jan/Fev 2011	Mar/Abr 2011	Mai/Jun 2011
1) Delimitação da área de drenagem					
2) Levantamento de medições de caudal					
3) Levantamento da rede drenagem					
4) Determinação das características de funcionamento actual da rede					
5) Avaliação das condições de operação para diferentes cenários de infiltração					
6) Modelação matemática					

#### 4.1. Delimitação da área de drenagem

A primeira tarefa consistiu na definição da bacia drenante com eventual contribuição para a rede de drenagem de água residuais afluentes à ETAR. De acordo com informações do SMAS da Guarda e da empresa Águas do Zêzere e Côa, a rede de drenagem afluente à ETAR de Vila Fernando é do tipo separativo e recebe as contribuições domésticas dos aglomerados de Vila Fernando e Vila Fernando Gare. Contudo, como acontece na generalidade das redes separativas, são esperadas aflúências pluviais indevidas através de acessórios da rede (em especial de ligações prediais e CV), em especial durante eventos de precipitação de elevada intensidade, bem como a infiltração de água subterrânea através dos mesmos elementos ou de troços de rede fissurados ou fracturados.

A bacia drenante foi delimitada a partir de extractos de 9 cartas militares (Esc. 1:25000), bem como de uma planta cotada (Esc. 1:1000) fornecida pelo SMAS da Guarda, tendo sido feito o reconhecimento local da área através de várias visitas. A estimativa do caudal mensal escoado na bacia foi efectuada a partir dos dados de precipitação recolhidos em três estações udométricas (Almeidinha, Codeceiro e Ramela), tendo sido utilizado o método de Thiessen, e a fórmula racional (Lencastre e Franco (1984)).

#### 4.2. Levantamento de Medições de Caudal

Os registos de caudal mensal detectados à entrada da ETAR foram fornecidos pela Águas do Zêzere e Côa. A partir destes dados e da variação do volume mensal de águas pluviais estimado em 4.1., foi possível estimar a fracção de caudal de águas pluviais que atingiu a ETAR de Vila Fernando em cada mês no período de 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009.

#### 4.3. Levantamento da rede de drenagem

O levantamento da rede drenagem permitiu realizar o seu traçado em planta e perfil longitudinal, bem como obter dados para a avaliação do seu funcionamento hidráulico-sanitário actual, tendo em atenção a população actual ligada à rede. Sem estes dados, não seria possível avaliar o efeito da infiltração no comportamento hidrodinâmico dos colectores. Foi, igualmente, realizado um levantamento da população e capitação actuais associadas à rede de drenagem, a fim de poder ser estimado o caudal teórico de operação (*i.e.* o caudal teórico que seria actualmente utilizado para dimensionar a rede e que inclui uma contribuição de infiltração, de acordo com o estipulado no Decreto-Regulamentar nº 23/95).

Este trabalho teve a participação do SMAS da Guarda.

#### 4.4. Determinação das Características de Funcionamento Actual da Rede

Esta etapa envolveu a utilização de folha de cálculo para determinar as características de funcionamento da rede, de acordo com os critérios que teriam sido utilizados para o seu dimensionamento, e dos dados recolhidos em trabalho de campo (ponto 4.3.), dado que não foi fornecido o seu projecto. No entanto, o levantamento de dados no campo não permite o conhecimento total das características da rede, nomeadamente de CV ou troços de difícil alcance.

Assim, foram definidas quer as características físicas da rede (inclinação dos colectores e profundidade à soleira), quer o funcionamento hidráulico-sanitário dos troços de rede (velocidade, tensão de arrastamento e razão h/D). Utilizaram-se, para o efeito, os caudais teóricos de operação estimados em 4.3. para cada troço de rede.

#### 4.5. Avaliação das condições de operação para diferentes cenários de infiltração

A etapa anterior permitiu reconstruir as condições de operação da rede, tendo em atenção os critérios que teriam sido utilizados para o seu dimensionamento. Esta etapa, também realizada em folha de cálculo, consistiu em verificar os critérios de funcionamento hidráulico-sanitário dos troços de rede (velocidade, tensão de arrastamento e razão h/D), para três cenários detectados à entrada da ETAR no ponto 4.2.: caudal de tempo seco (só com o caudal de águas residuais da rede, característico dos meses sem pluviosidade, cenário 1), caudal com uma infiltração média (valor médio de infiltração detectado à entrada da ETAR, cenário 2) e caudal com uma infiltração máxima (cenário 3). Ou seja, tratou-se de realizar uma simulação estática.

O objectivo foi analisar as características de funcionamento hidrodinâmico da rede face a diferentes cenários que ocorreram no período entre 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009.

#### 4.6. Modelação matemática do funcionamento da rede

A etapa final consistiu na utilização do software SWIMM para a modelação estática do escoamento na rede de drenagem (*i.e.* a simulação das características do escoamento em

cada troço de rede). O modelo foi construído de acordo com as características definidas em 4.4., tendo sido simulados os cenários apontados em 4.5.

As etapas 5) e 6) permitiram analisar, de forma estática, a variação das condições de funcionamento hidráulico-sanitário da rede para diferentes cenários de infiltração e discutir os aspectos que seria necessário mudar na rede (nomeadamente a inclinação do colector e o seu diâmetro) para poder funcionar adequadamente face aos cenários de infiltração detectados entre 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009.

# Capítulo 5

## Material e métodos

### 5.1. Descrição da Área de Estudo (Etapa 1)

Vila Fernando é uma freguesia do concelho da Guarda (Figuras 5.1 e 5.2), com uma área total de 15,97 km<sup>2</sup>, composta por Vila Fernando e Vila Fernando Gare separadas pelo rio Noeme, um afluente do rio Côa, que por sua vez é um afluente do Rio Douro.



Figura 5.1 - Identificação da zona de estudo (<http://maps.google.pt> (Junho, 2011))

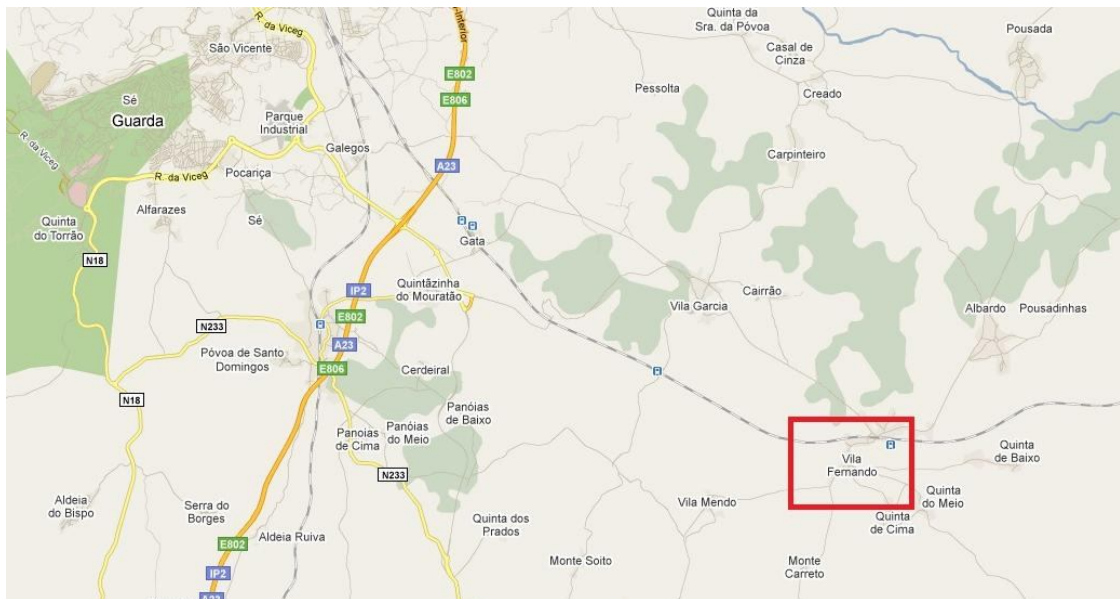


Figura 5.2 - Localização de Vila Fernando (<http://maps.google.pt> (Junho, 2011))

A bacia hidrográfica contributiva para Vila Fernando foi definida a partir de extractos das cartas militares nº 192, 193, 194, 203, 204, 214, 215, 225 e 226 (Esc. 1:25000), tendo sido delimitada unindo as linhas de cumeeira que circundam a linha de água que recebe o efluente final da ETAR de Vila Fernando (Figura 5.3). A bacia é dominada predominantemente por zonas de vegetação, que incluem floresta, pomares e formações arbustivas, áreas com maciços rochosos sem cobertura vegetal ou sem qualquer tipo de solo e aldeias com moradias dispersas. A sua forma é arredondada o que, de acordo com Lencastre e Franco (1984), e de acordo com o tipo de coberto vegetal observado, pode favorecer escoamentos relativamente lentos nas encostas.

A área da bacia é de cerca de 90,68 Km<sup>2</sup> e o seu perímetro ocupa 55 285 m. O curso de água principal (rio Noeme) tem um comprimento de 17 902 m e a altitude na bacia varia entre 755 e 1018 m.

A zona urbana de Vila Fernando Gare apresenta uma área de cerca de 0,353 Km<sup>2</sup>, enquanto a de Vila Fernando estende-se por cerca de 0,75 Km<sup>2</sup>. São ambas compostas, essencialmente, por habitações unifamiliares com áreas impermeabilizadas nos pátios circundantes das casas, pequenas quintas, jardins e ruas alcatroadas.

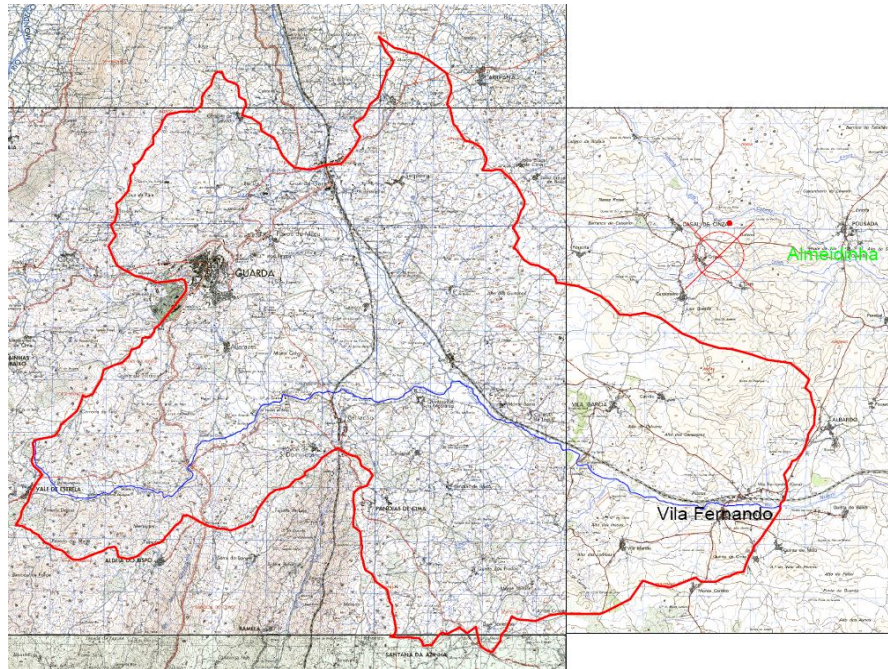


Figura 5.3 - Bacia hidrográfica contributiva de Vila Fernando (adaptada de Santos N. (2010))

## 5.2. Estimativa do escoamento na bacia de drenagem (Etapa 1)

Após a delimitação da bacia foram identificados 3 postos udométricos com diferentes registos de precipitação: Almeida (1 de Janeiro 2008 a 31 de Dezembro 2009), Codeceiro (1 de Janeiro 2008 a 31 de Dezembro 2009) e Ramela (1 de Janeiro 2008 a 14 de Novembro 2009). Selecionou-se o período entre 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009, comum a todos os postos udométricos, para determinar a precipitação média mensal na bacia através do método dos polígonos de Thiessen (Lencastre e Franco (1984)), tendo sido recolhidos dados de precipitação diária do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH), por onde se calculou a precipitação média mensal (Anexo I).

A intensidade de precipitação média mensal ( $I$ ), o tempo de concentração ( $T_c$ ) e o caudal de ponta médio mensal de águas pluviais ( $Q_p$ ) foram calculados através das Eq. (2.7), (2.8) e (2.9). Para cálculo do  $I$  considerou-se a área contributiva da bacia hidrográfica da área de estudo ( $90,68 \text{ Km}^2$ ).

Para o cálculo de  $Q_p$  considerou-se uma área de drenagem urbana afectada a Vila Fernando e Vila Fernando Gare de  $0,42 \text{ Km}^2$  ( $0,35 \text{ Km}^2 + 0,07 \text{ Km}^2$ ), como apresentado na Figura 5.4, tal como apresentado nos desenhos 1 e 2 do Anexo II, e um coeficiente  $C$  igual a 0,5 (ver Tabela 2.2 e Figura 2.1).



Figura 5.4 - Delimitação das bacias contributivas de Vila Fernando Gare (1) e Vila Fernando (2) (adaptada de Santos N. (2010))

### 5.3. Caudal Afluyente à ETAR de Vila Fernando (Etapa 2)

A ETAR de Vila Fernando está incluída no sistema Multimunicipal de Saneamento do Alto Zêzere e Côa e localiza-se próximo do rio Noeme. Foi dimensionada para um horizonte de 40 anos (população máxima de 800 habitantes-equivalentes) e entrou em funcionamento em Abril de 2007. O caudal médio previsto para a ETAR varia entre 53 e 98 m<sup>3</sup>/d, para o ano 2007 e 2047, respectivamente (Atkins-Coba-Hidra-ProSistemas (2003)).

O caudal mensal de águas residuais afluyente à ETAR entre 1 de Janeiro de 2008 e 31 de Outubro de 2009 foi determinado a partir de leituras mensais de volume registadas num caudalímetro do tipo Venturi, instalado na tubagem de saída da obra-de-entrada, com ligação a um transdutor de caudal tipo ICI, modelo digital, preparado para o registo de caudal instantâneo.

### 5.4. Caracterização da rede de drenagem de Vila Fernando (Etapas 3 e 4)

A rede de drenagem de Vila Fernando é do tipo pseudo-separativa e desenvolve-se entre as cotas 46,40 e 79,20 (valores da planta cotada, desenhos 1 e 2 do Anexo II) e recolhe as águas residuais de Vila Fernando e Vila Fernando Gare, embora tenha algumas ligações pluviais (a maior parte não identificada). De acordo com os SMAS da Guarda, a rede de drenagem foi

construída em fases diferentes, não havendo registo do projecto de drenagem inicial. A população servida actual é apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - População para Vila Fernando e Vila Fernando Gare (2008-2009)

<b>Localidade</b>	<b>População residente (habitantes)</b>	<b>População flutuante (habitantes)</b>
V. Fernando	71	59
V. Fernando Gare	131	108
Total	202	167

Não havendo dados suficientes para avaliar o funcionamento da rede de drenagem de águas residuais, solicitou-se ao SMAS ajuda no levantamento de dados em falta (distância entre CV, acessórios de rede, diâmetro dos colectores, cota da superfície da CV ou do terreno e profundidade à soleira do colector), que acabou por constituir uma parte importante para a realização deste trabalho.

Também existe uma rede de drenagem de águas pluviais separativa que recolhe as águas pluviais das sarjetas e sumidouros das povoações de Vila Fernando e Vila Fernando Gare, sendo estas encaminhadas para o rio Noeme. Dado que o objectivo deste trabalho se centrava na avaliação do funcionamento da rede de drenagem, bem como na avaliação do caudal de infiltração que atingiu a ETAR de Vila Fernando entre 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009, decidiu-se não proceder ao levantamento da rede de águas pluviais.

Como o projecto da rede de drenagem não estava disponível, foi necessário ir ao local para identificar e retirar informação sobre os seus elementos constituintes, incluindo o número de troços e de CV, distância entre CV, diâmetro dos colectores, cota da superfície da CV ou do terreno e profundidade à soleira do colector. Esta informação foi utilizada para reconstruir as características de funcionamento da rede (*i.e.* para ter uma base de informação que seria a esperada em projecto).

Foi elaborado um traçado da rede em planta, que se apresenta nos Desenhos 1 e 2 do Anexo II.

Para a estimativa dos caudais de projecto, e não havendo dados sobre os que foram utilizados no projecto inicial, utilizaram-se os dados de população e capitação actuais fornecidos pelo SMAS da Guarda (Tabela 5.1.). Esta informação foi necessária para estimar um caudal de dimensionamento que permitisse ajustar a inclinação do colector de forma a cumprir os critérios hidráulico-sanitários para a velocidade, tensão de arrastamento e razão h/D, previstos no Decreto-Regulamentar nº 23/95. A reconstrução dos vários troços da rede de drenagem teve, ainda, em consideração os dados recolhidos no local.

Com base nos dados de consumo (volume de água potável registada nos contadores de Vila Fernando e Vila Fernando Gare) e de população fixa e flutuante fornecidos pelo SMAS da Guarda (Tabela 5.2) estimou-se uma capitação média para a zona de estudo que se cifrou em

177 L/hab.d. tendo em atenção que parte do volume contabilizado não foi utilizado para usos domiciliários, mas para a rega de hortas e jardins, perfazendo cerca de 20%, a capitação de águas de consumo no período de estudo foi de aproximadamente 140 L/hab.d (de acordo com informações do SMAS da Guarda).

Tabela 5.2 - Consumos de água e população residente e flutuante (2008-2009)

	<b>Consumo de água potável (m<sup>3</sup>/mês)</b>	<b>População (hab)</b>
Jan-08	1132	202
Fev-08	799	202
Mar-08	814	202
Abr-08	906	202
Mai-08	717	202
Jun-08	1773	369
Jul-08	2603	369
Ago-08	2527	369
Set-08	1628	369
Out-08	1067	202
Nov-08	1063	202
Dez-08	1316	369
Jan-09	1401	202
Fev-09	966	202
Mar-09	961	202
Abr-09	1420	202
Mai-09	1516	202
Jun-09	1638	369
Jul-09	2871	369
Ago-09	2509	369
Set-09	1654	369
Out-09	1155	202

### 5.5. Simulação do funcionamento da rede de drenagem (Etapas 5 e 6)

Após a definição física da rede, foram determinadas as condições de funcionamento hidrodinâmico dos vários troços para 3 cenários que ocorreram no período entre 1 de Janeiro de 2008 e 31 de Outubro de 2009, através da estimativa de parâmetros hidráulico-sanitários (U,  $\tau$  e razão h/D):

Cenário 1: Caudal de tempo seco: o caudal médio registado à entrada da ETAR nos meses sem precipitação ou escoamento relevantes, ou seja, só o caudal de águas residuais rejeitado na rede drenagem no período de estudo.

Cenário 2: Caudal com uma infiltração média: caudal que inclui a infiltração média registada no período de estudo.

Cenário 3: Caudal com uma infiltração máxima: caudal que inclui a infiltração máxima registada no período de estudo.

A variação da infiltração detectada à entrada da ETAR foi confrontada com estimativas de escoamento, determinadas com base em valores de precipitação recolhidos nos postos udométricos locais para o período de estudo. O impacto da infiltração de águas pluviais no funcionamento da rede de drenagem de águas residuais foi, assim, avaliado através da comparação entre a variação das características hidrodinâmicas da rede em tempo seco e nos dois cenários com infiltração.

Finalmente, foi utilizado o modelo *Storm Water Management Model (SWMM)* da United States Environmental Protection Agency (Rossman L. A. (2004)) para a simulação dos 3 cenários. O modelo da rede drenagem foi construído com base na informação definida na Etapa 4.

# Capítulo 6

## Resultados

### 6.1. Escoamento na Bacia de Drenagem (Etapa 1)

A intensidade de precipitação média mensal (I) e o caudal médio mensal de águas pluviais estimado para a bacia drenante de Vila Fernando são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Intensidade de precipitação e escoamento médio na bacia urbana de Vila Fernando

Mês	I (mm/h)	Qp	
		(m <sup>3</sup> /mês)	(m <sup>3</sup> /d)
Janeiro de 2008	0,65	107167,09	3457,00
Fevereiro de 2008	0,55	84554,66	2915,68
Março de 2008	0,30	48913,98	1577,87
Abril de 2008	1,36	216686,49	7222,88
Mai de 2008	0,73	119704,41	3861,43
Junho de 2008	0,14	22281,25	742,71
Julho de 2008	0,02	3620,36	116,79
Agosto de 2008	0,04	6219,29	200,62
Setembro de 2008	0,32	50221,05	1674,04
Outubro de 2008	0,39	64752,20	2088,78
Novembro de 2008	0,39	62777,40	2092,58
Dezembro de 2008	0,61	97091,60	3236,39
Janeiro de 2009	1,19	196046,69	6324,09
Fevereiro de 2009	0,51	76484,58	2731,59
Março de 2009	0,18	29237,57	943,15
Abril de 2009	0,37	58227,36	1940,91
Mai de 2009	0,27	44866,17	1447,30
Junho de 2009	0,31	49578,15	1652,60
Julho de 2009	0,11	18326,18	591,17
Agosto de 2009	0,06	9953,02	321,07
Setembro de 2009	0,15	24596,17	819,87
Outubro de 2009	0,64	105040,02	3388,39

## 6.2. Caudal Afluyente à ETAR de Vila Fernando (Etapa 2)

Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores de caudal médio mensal medidos à entrada da ETAR de Vila Fernando. Na Figura 6.1 apresenta-se a variação de caudal médio diário no tempo para as Etapas I e II.

Tabela 6.2 - Caudal médio mensal medido à entrada da ETAR de Vila Fernando

Mês	Qm (m <sup>3</sup> /d)	Mês	Qm (m <sup>3</sup> /d)
Janeiro 2008	43,8	Janeiro 2009	160,3
Fevereiro 2008	43,1	Fevereiro 2009	242,1
Março 2008	22,5	Março 2009	83,5
Abril 2008	112,7	Abril 2009	48,8
Mai 2008	36,9	Mai 2009	32,4
Junho 2008	21,8	Junho 2009	24,5
Julho 2008	16,3	Julho 2009	24,6
Agosto 2008	15,1	Agosto 2009	19,6
Setembro 2008	10,4	Setembro 2009	11,1
Outubro 2008	10,7	Outubro 2009	47,0
Novembro 2008	19,8		
Dezembro 2008	58,8		

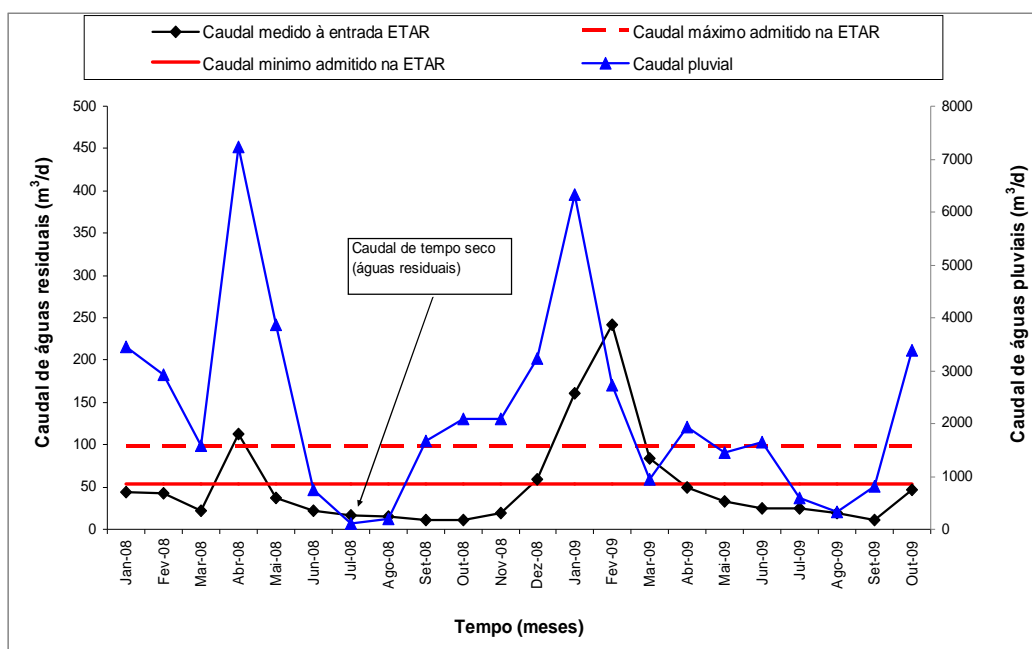


Figura 6.1 - Variação do escoamento superficial e do caudal médio à entrada da ETAR (valores médios diários por mês no período 1 de Janeiro de 2008 a 31 de Outubro de 2009)

### 6.3. Caracterização da Rede de Drenagem de Vila Fernando (Etapas 3 e 4)

No local de estudo foram identificadas 103 CV (ver traçado da rede nos Desenhos 1 e 2 do Anexo II), tendo sido realizado o levantamento das suas características (cota da superfície da tampa da CV e a profundidade à soleira do colector), e os colectores são constituídos de material em PVC de 200mm ( $K_s=0,008$ ). Em 42 CV não foi possível recolher dados, quer por se encontrarem debaixo de uma camada de betuminoso, quer por não se conseguirem abrir. Para estes casos, a inclinação do colector foi seleccionada em função das características da CV de montante e da respectiva cota do terreno de forma a garantir uma escavação próxima do mínimo regulamentar (1m + diâmetro).

Foi reconstruída a rede em termos de localização das CV e seu comprimento (L), cotas terreno, inclinação (i) do terreno, inclinação (i) do colector e altura de escavação (he). A inclinação do colector foi ajustada, quando necessário, para corresponder às alturas de escavação observadas. Nas CV onde não foi possível observar as características físicas, optou-se por utilizar uma inclinação de colector que garantisse uma escavação próxima do mínimo regulamentar (1m + diâmetro). Os resultados são apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 - Características da rede de drenagem de Vila Fernando

Troço		Cota terreno (m)		L (m)	i (terreno) (m/m)	i (colector) (m/m)	he (m)	
		CVm	CVj				CVm	CVj
1	2	69,20	66,18	59,87	0,050	0,051	1,75	1,78
2	3	66,18	64,60	24,92	0,063	0,062	1,78	1,75
3	4	64,60	61,00	60,77	0,059	0,059	1,75	1,73
4	5	61,00	60,00	50,95	0,020	0,019	1,73	1,70
5	6	60,00	59,90	61,27	0,002	0,004	1,70	1,85
6	7	59,90	58,60	53,60	0,024	0,022	1,85	1,73
7	8	58,60	56,00	31,78	0,082	0,081	1,73	1,70
8	9	56,00	54,15	24,58	0,075	0,075	1,70	1,69
9	10	54,15	51,25	32,73	0,089	0,089	1,69	1,71
20	19	64,22	61,55	52,10	0,051	0,051	1,20	1,19
19	18	61,55	60,00	56,91	0,027	0,028	1,19	1,23
18	17	60,00	59,10	37,63	0,024	0,024	1,23	1,23
17,3	17,1	60,70	60,20	26,51	0,019	0,020	1,20	1,23
17,2	17,1	60,25	60,20	19,47	0,003	0,003	1,23	1,29
17,1	17	60,20	59,10	27,23	0,040	0,037	1,29	1,20
17	16	59,10	57,70	32,08	0,044	0,043	1,23	1,21
16	15	57,70	57,15	38,34	0,014	0,025	1,21	1,62

Troço		Cota terreno (m)		L (m)	i (terreno) (m/m)	i (colector) (m/m)	he (m)	
		CVm	CVj				CVm	CVj
15,3	15,2	60,60	60,30	31,03	0,010	0,010	1,40	1,41
15,2	15,1	60,30	60,00	21,88	0,014	0,013	1,41	1,39
15,1	15	60,00	57,15	34,94	0,082	0,088	1,39	1,62
15	14	57,15	57,60	35,95	-0,013	0,003	1,62	2,18
14,1	14	59,60	57,60	34,82	0,057	0,058	1,20	1,22
14	13	57,60	56,00	51,33	0,031	0,031	1,60	1,59
13	12	56,00	55,05	18,31	0,052	0,051	1,59	1,58
12,2	12,1	60,00	58,70	23,79	0,055	0,055	1,50	1,51
12,1	12	58,70	55,05	47,30	0,077	0,077	1,51	1,50
12	11	55,05	54,55	13,76	0,036	0,037	1,58	1,58
11	10	54,55	51,25	48,52	0,068	0,068	1,58	1,58
10	21	51,25	49,50	34,81	0,050	0,050	1,71	1,70
21	22	49,50	49,50	43,07	0,000	0,015	1,70	1,85
25	24	50,40	49,60	38,58	0,021	0,021	2,00	2,01
24	23	49,60	48,90	35,05	0,020	0,031	2,01	2,40
23,1	23	49,40	48,90	47,05	0,011	0,043	0,90	2,42
23	22	48,90	49,50	29,70	-0,020	0,013	2,42	3,41
22	26	49,50	47,50	3,27	0,612	0,003	3,41	1,42
26	27	47,50	46,60	49,47	0,018	0,014	1,42	1,21
27	28	46,60	46,40	62,60	0,003	0,003	1,21	1,20
28	29	46,40	46,00	57,04	0,007	0,007	1,20	1,20
29	30	46	46,90	46,94	-0,019	0,003	1,20	2,24
30	31	46,9	46,85	48,28	0,001	0,004	2,24	2,38
31	32	46,85	47,50	49,95	-0,013	0,008	2,38	3,43
32,4	32,3	52,90	52,10	48,39	0,017	0,017	2,00	2,02
32,3	32,2	52,10	51,10	61,43	0,016	0,020	2,02	2,25
32,2	32,1	51,10	49,00	59,18	0,035	0,050	2,25	3,11
32,1	32	49,00	47,50	11,85	0,127	0,150	3,11	3,39
42	41	79,20	76,15	59,83	0,051	0,051	1,50	1,50
41	40	76,15	72,55	60,03	0,060	0,060	1,50	1,50
40	39	72,55	67,45	58,80	0,087	0,087	1,50	1,52
39	38	67,45	63,25	59,80	0,070	0,070	1,52	1,50

Troço		Cota terreno (m)		L	i (terreno)	i (colector)	he (m)	
		CVm	CVj	(m)	(m/m)	(m/m)	CVm	CVj
38	37	63,25	58,00	59,25	0,089	0,090	1,50	1,59
37	36	58,00	55,70	39,91	0,058	0,056	1,59	1,52
36	35	55,70	51,00	59,74	0,079	0,079	1,52	1,54
35,1	35	52,60	51,00	50,08	0,032	0,032	1,55	1,55
35	34	51,00	50,30	24,42	0,029	0,030	1,55	1,59
34,2	34,1	49,80	50,00	40,36	-0,005	0,008	0,50	1,02
34,1	34	50,00	50,30	60,43	-0,005	0,005	1,02	1,63
34	33	50,30	49,80	48,97	0,010	0,012	1,60	1,69
33	32	49,80	47,50	33,38	0,069	0,120	1,69	3,39
32	43	47,50	46,00	108,99	0,014	0,003	3,43	2,26
43	44	46	46,00	87,95	0,000	0,003	2,26	2,52
44	45	46	46,00	64,24	0,000	0,003	2,52	2,72
45	46	46	46,00	55,91	0,000	0,003	2,72	2,88
46	47	46	46,00	46,69	0,000	0,003	2,88	3,02
47	79	46	46,00	44,32	0,000	0,003	3,02	3,16
48	49	57,15	56,80	59,81	0,006	0,006	1,20	1,21
49	50	56,80	57,35	49,85	-0,011	0,003	1,21	1,91
50	51	57,35	55,90	60,02	0,024	0,018	1,91	1,54
51,2	51,1	63,75	59,60	33,95	0,122	0,122	1,20	1,19
51,1	51	59,60	55,90	57,36	0,065	0,071	1,19	1,58
51	52	55,90	54,20	46,53	0,037	0,039	1,58	1,70
52	53	54,20	53,00	59,32	0,020	0,020	1,70	1,68
53	54	53,00	51,80	60,36	0,020	0,019	1,68	1,63
54	55	51,80	50,60	50,48	0,024	0,027	1,63	1,79
55,2	55,1	52,00	51,30	35,63	0,020	0,020	1,20	1,21
55,1	55	51,30	50,60	34,19	0,020	0,038	1,21	1,81
55	56	50,60	50,00	47,02	0,013	0,008	1,81	1,59
56	57	50,00	48,45	58,78	0,026	0,027	1,59	1,63
57	58	48,45	48,10	11,83	0,030	0,003	1,63	1,31
62	61	51,80	50,60	47,20	0,025	0,036	1,20	1,70
61	60	50,60	48,90	49,98	0,034	0,028	1,70	1,40

Troço		Cota terreno (m)		L (m)	i (terreno) (m/m)	i (colector) (m/m)	he (m)	
		CVm	CVj				CVm	CVj
60,1	60	49,80	48,90	44,00	0,020	0,025	1,20	1,40
60	59	48,90	48,30	23,81	0,025	0,025	1,40	1,40
59	58	48,30	48,10	14,10	0,014	0,003	1,40	1,24
68	67	51,00	50,00	44,34	0,023	0,027	1,70	1,90
67	66	50,00	48,60	44,34	0,032	0,027	1,90	1,69
66,1	66	48,70	48,60	59,18	0,002	0,014	1,00	1,73
66	65a	48,60	48,20	29,58	0,014	0,006	1,73	1,51
65a	65	48,20	48,10	29,58	0,003	0,003	1,51	1,49
65	64	48,10	48,10	40,67	0,000	0,003	1,49	1,62
64	63	48,10	48,10	24,12	0,000	0,003	1,62	1,69
63	58	48,10	48,10	49,30	0,000	0,003	1,69	1,84
58	70	48,10	48,00	63,11	0,002	0,003	1,84	1,93
70	71	48,00	47,90	38,70	0,003	0,003	1,93	1,94
71	72	47,90	47,80	60,40	0,002	0,003	1,94	2,02
72	73	47,80	47,75	19,73	0,003	0,003	2,02	2,03
73	74	47,75	47,75	19,40	0,000	0,003	2,03	2,09
74	75	47,75	47,70	20,71	0,002	0,037	2,09	2,81
75	76	47,70	47,65	40,97	0,001	0,003	2,81	2,88
76	77	47,65	47,60	26,45	0,002	0,010	2,88	3,09
77	78	47,60	47,55	22,30	0,002	0,003	3,09	3,11
78	79	47,55	46,00	25,08	0,062	0,063	3,11	3,14
79	ETAR	46,00	45,50	8,00	0,063	0,003	3,16	2,68

Calculou-se o caudal teórico de operação ( $Q(op)_i$ ), com base em dados de população, captação e infiltração teórica (tal como definido no Decreto-Regulamentar nº 23/95), bem como o LFict, PUP, PSi, Pop(acum)<sub>i</sub>, Qm, fp, Qp e Qinf em cada troço, de acordo com as Eq. (2.1) a Eq. (2.6) e Eq. (3.1), tal como apresentado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 - Dados de base para o cálculo do caudal teórico de operação actual da rede de drenagem de Vila Fernando

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
1	2	59,87	1	59,87	0,103	6,10	6,1	0,008	25,79	0,204	0,008	0,212
2	3	24,92	1	24,92	0,103	2,60	8,7	0,011	21,84	0,246	0,011	0,258
3	4	60,77	0	0,00	0,103	0,00	8,7	0,011	21,84	0,246	0,011	0,258
4	5	50,95	1	50,95	0,103	5,20	13,9	0,018	17,59	0,317	0,018	0,335
5	6	61,27	1	61,27	0,103	6,30	20,2	0,026	14,85	0,389	0,026	0,415
6	7	53,60	1	53,60	0,103	5,50	25,7	0,033	13,34	0,444	0,033	0,478
7	8	31,78	1	31,78	0,103	3,30	29,0	0,038	12,64	0,475	0,038	0,513
8	9	24,58	1	24,58	0,103	2,50	31,5	0,041	12,19	0,498	0,041	0,539
9	10	32,73	1	32,73	0,103	3,40	34,9	0,045	11,66	0,527	0,045	0,573
20	19	52,10	0,5	26,05	0,103	2,70	2,7	0,004	38,01	0,133	0,004	0,137
19	18	56,91	1	56,91	0,103	5,80	8,5	0,011	22,08	0,243	0,011	0,254
18	17	37,63	1	37,63	0,103	3,90	12,4	0,016	18,54	0,298	0,016	0,314
17,3	17,1	26,51	1	26,51	0,103	2,70	2,7	0,004	38,01	0,133	0,004	0,137
17,2	17,1	19,47	1	19,47	0,103	2,00	2,0	0,003	43,93	0,114	0,003	0,116
17,1	17	27,23	1	27,23	0,103	2,80	7,5	0,010	23,41	0,228	0,010	0,237
17	16	32,08	1	32,08	0,103	3,30	23,2	0,030	13,96	0,420	0,030	0,450
16	15	38,34	1	38,34	0,103	3,90	27,1	0,035	13,03	0,458	0,035	0,493
15,3	15,2	31,03	0,5	15,52	0,103	1,60	1,6	0,002	48,93	0,101	0,002	0,104
15,2	15,1	21,88	1	21,88	0,103	2,20	3,8	0,005	32,28	0,159	0,005	0,164
15,1	15	34,94	1	34,94	0,103	3,60	7,4	0,010	23,56	0,226	0,010	0,236

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
15	14	35,95	1	35,95	0,103	3,70	38,2	0,050	11,21	0,555	0,050	0,605
14,1	14	34,82	1	34,82	0,103	3,60	3,6	0,005	33,12	0,155	0,005	0,159
14	13	51,33	1	51,33	0,103	5,30	47,1	0,061	10,24	0,625	0,061	0,686
13	12	18,31	0	0,00	0,103	0,00	47,1	0,061	10,24	0,625	0,061	0,686
12,2	12,1	23,79	0,5	11,90	0,103	1,20	1,2	0,002	56,27	0,088	0,002	0,089
12,1	12	47,30	0,5	23,65	0,103	2,40	3,6	0,005	33,12	0,155	0,005	0,159
12	11	13,76	0,5	6,88	0,103	0,70	51,4	0,067	9,87	0,658	0,067	0,724
11	10	48,52	0,5	24,26	0,103	2,50	53,9	0,070	9,67	0,676	0,070	0,746
10	21	34,81	0	0,00	0,103	0,00	88,8	0,115	7,87	0,906	0,115	1,021
21	22	43,07	0	0,00	0,103	0,00	88,8	0,115	7,87	0,906	0,115	1,021
25	24	38,58	1	38,58	0,103	4,00	4,0	0,005	31,50	0,163	0,005	0,169
24	23	35,05	1	35,05	0,103	3,60	7,6	0,010	23,26	0,229	0,010	0,239
23,1	23	47,05	0,5	23,53	0,103	2,40	2,4	0,003	40,23	0,125	0,003	0,128
23	22	29,70	1	29,70	0,103	3,10	13,1	0,017	18,08	0,307	0,017	0,324
22	26	3,27	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
26	27	49,47	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
27	28	62,60	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
28	29	57,04	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
29	30	46,94	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
30	31	48,28	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
31	32	49,95	0	0,00	0,103	0,00	101,9	0,132	7,44	0,983	0,132	1,115
32,4	32,3	48,39	1	48,39	0,103	5,00	5,0	0,006	28,33	0,184	0,006	0,190
32,3	32,2	61,43	0,5	30,72	0,103	3,20	8,2	0,011	22,45	0,239	0,011	0,249
32,2	32,1	59,18	0,5	29,59	0,103	3,00	11,2	0,015	19,43	0,282	0,015	0,297
32,1	32	11,85	0	0,00	0,103	0,00	11,2	0,015	19,43	0,282	0,015	0,297
42	41	59,83	0,5	29,92	0,103	3,10	3,1	0,004	35,58	0,143	0,004	0,147
41	40	60,03	0,5	30,02	0,103	3,10	6,2	0,008	25,60	0,206	0,008	0,214
40	39	58,80	0	0,00	0,103	0,00	6,2	0,008	25,60	0,206	0,008	0,214
39	38	59,80	0,5	29,90	0,103	3,10	9,3	0,012	21,17	0,255	0,012	0,267
38	37	59,25	0	0,00	0,103	0,00	9,3	0,012	21,17	0,255	0,012	0,267
37	36	39,91	0,5	19,96	0,103	2,10	11,4	0,015	19,27	0,285	0,015	0,300
36	35	59,74	0,5	29,87	0,103	3,10	14,5	0,019	17,26	0,324	0,019	0,343
35,1	35	50,08	0,5	25,04	0,103	2,60	2,6	0,003	38,71	0,130	0,003	0,134
35	34	24,42	0	0,00	0,103	0,00	17,1	0,022	16,01	0,355	0,022	0,377
34,2	34,1	40,36	0,5	20,18	0,103	2,00	2,0	0,003	43,93	0,114	0,003	0,116
34,1	34	60,43	0,5	30,22	0,103	3,10	5,1	0,007	28,07	0,186	0,007	0,192
34	33	48,97	1	48,97	0,103	5,00	27,2	0,035	13,00	0,459	0,035	0,494

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
33	32	33,38	0,5	16,69	0,103	1,70	28,9	0,037	12,66	0,474	0,037	0,512
32	43	108,99	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
43	44	87,95	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
44	45	64,24	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
45	46	55,91	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
46	47	46,69	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
47	79	44,32	0	0,00	0,103	0,00	142,0	0,184	6,54	1,203	0,184	1,387
48	49	59,81	0,5	29,91	0,103	3,10	3,1	0,004	35,58	0,143	0,004	0,147
49	50	49,85	0,5	24,93	0,103	2,60	5,7	0,007	26,63	0,197	0,007	0,204
50	51	60,02	0,5	30,01	0,103	3,00	8,7	0,011	21,84	0,246	0,011	0,258
51,2	51,1	33,95	1	33,95	0,103	3,40	3,4	0,004	34,04	0,150	0,004	0,154
51,1	51	57,36	1	57,36	0,103	5,90	9,3	0,012	21,17	0,255	0,012	0,267
51	52	46,53	1	46,53	0,103	4,80	22,8	0,030	14,07	0,416	0,030	0,445
52	53	59,32	0,5	29,66	0,103	3,00	25,8	0,033	13,31	0,445	0,033	0,479
53	54	60,36	0	0,00	0,103	0,00	25,8	0,033	13,31	0,445	0,033	0,479
54	55	50,48	0,5	25,24	0,103	2,50	28,3	0,037	12,78	0,469	0,037	0,505
55,2	55,1	35,63	0,5	17,82	0,103	1,80	1,8	0,002	46,22	0,108	0,002	0,110
55,1	55	34,19	0,5	17,10	0,103	1,80	3,6	0,005	33,12	0,155	0,005	0,159
55	56	47,02	0	0,00	0,103	0,00	31,9	0,041	12,12	0,501	0,041	0,543
56	57	58,78	0,5	29,39	0,103	3,00	34,9	0,045	11,66	0,527	0,045	0,573

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
57	58	11,83	0	0,00	0,103	0,00	34,9	0,045	11,66	0,527	0,045	0,573
62	61	47,20	0,5	23,60	0,103	2,40	2,4	0,003	40,23	0,125	0,003	0,128
61	60	49,98	0,5	24,99	0,103	2,50	4,9	0,006	28,61	0,182	0,006	0,188
60,1	60	44,00	1	44,00	0,103	4,50	4,5	0,006	29,78	0,174	0,006	0,180
60	59	23,81	0	0,00	0,103	0,00	9,4	0,012	21,07	0,257	0,012	0,269
59	58	14,10	0	0,00	0,103	0,00	9,4	0,012	21,07	0,257	0,012	0,269
68	67	44,34	0,5	22,17	0,103	2,20	2,2	0,003	41,95	0,120	0,003	0,122
67	66	44,34	0,5	22,17	0,103	2,30	4,5	0,006	29,78	0,174	0,006	0,180
66,1	66	59,18	1	59,18	0,103	6,10	6,1	0,008	25,79	0,204	0,008	0,212
66	65a	29,58	0,5	14,79	0,103	1,50	12,1	0,016	18,75	0,294	0,016	0,310
65a	65	29,58	0,5	14,79	0,103	1,50	13,6	0,018	17,77	0,313	0,018	0,331
65	64	40,67	0,5	20,34	0,103	2,10	15,7	0,020	16,64	0,339	0,020	0,359
64	63	24,12	0	0,00	0,103	0,00	15,7	0,020	16,64	0,339	0,020	0,359
63	58	49,30	0	0,00	0,103	0,00	15,7	0,020	16,64	0,339	0,020	0,359
58	70	63,11	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
70	71	38,70	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
71	72	60,40	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
72	73	19,73	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
73	74	19,40	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797

Troço		L	K	Lfict.	PUP	PS <sub>i</sub>	Pop (acum)	Qm	fp	Qp	Qinf	Q(op) <sub>i</sub>
		(m)		(m)	(hab/m)	(hab)	(hab)	(l/s)		(l/s)	(l/s)	(l/s)
74	75	20,71	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
75	76	40,97	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
76	77	26,45	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
77	78	22,30	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
78	79	25,08	0	0,00	0,103	0,00	60,0	0,078	9,25	0,719	0,078	0,797
79	ETAR	8,00	0	0,00	0,103	0,00	202,0	0,262	5,72	1,498	0,262	1,760

Aplicando as Eq. (2.13), Eq. (2.12), Eq. (2.15) e Eq. (2.16) obtiveram-se os resultados para os parâmetros de operação hidráulico-sanitários (U, razão h/D e  $\tau$ ) para cada troço, que se apresentam na Tabela 6.5. Os valores marcados a vermelho representam não conformidade com os valores estipulados para U e  $\tau$  no Decreto-Regulamentar 23/95.

Tabela 6.5 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
1	2	0,725	0,031	2,055
2	3	0,823	0,033	2,613
3	4	0,809	0,033	2,515
4	5	0,592	0,049	1,184
5	6	0,367	0,078	0,392
6	7	0,693	0,056	1,559
7	8	1,115	0,042	4,401
8	9	1,102	0,044	4,242
9	10	1,191	0,044	4,978
20	19	0,634	0,026	1,680
19	18	0,622	0,039	1,407
18	17	0,629	0,045	1,376
17,3	17,1	0,458	0,032	0,817
17,2	17,1	0,226	0,046	0,176
17,1	17	0,671	0,036	1,690
17	16	0,860	0,046	2,544
16	15	0,732	0,055	1,745
15,3	15,2	0,331	0,033	0,422
15,2	15,1	0,417	0,038	0,637
15,1	15	0,905	0,029	3,284
15	14	0,372	0,100	0,372
14,1	14	0,694	0,027	1,990
14	13	0,873	0,061	2,397
13	12	1,038	0,054	3,520
12,2	12,1	0,571	0,021	1,463
12,1	12	0,766	0,025	2,476

Troço		U	h/D	τ
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
12	11	0,943	0,060	2,816
11	10	1,176	0,053	4,564
10	21	1,163	0,066	4,154
21	22	0,764	0,087	1,638
25	24	0,497	0,035	0,934
24	23	0,633	0,037	1,480
23,1	23	0,586	0,026	1,431
23	22	0,513	0,053	0,870
22	26	0,447	0,134	0,490
26	27	0,766	0,092	1,617
27	28	0,447	0,134	0,490
28	29	0,601	0,109	0,946
29	30	0,447	0,134	0,490
30	31	0,495	0,125	0,613
31	32	0,630	0,106	1,049
32,4	32,3	0,479	0,038	0,838
32,3	32,2	0,550	0,042	1,076
32,2	32,1	0,798	0,037	2,361
32,1	32	1,168	0,028	5,506
42	41	0,648	0,026	1,737
41	40	0,769	0,030	2,338
40	39	0,875	0,028	3,114
39	38	0,869	0,032	2,918
38	37	0,948	0,031	3,542
37	36	0,832	0,036	2,589
36	35	0,978	0,035	3,592
35,1	35	0,536	0,028	1,162
35	34	0,719	0,046	1,777
34,2	34,1	0,317	0,036	0,375
34,1	34	0,314	0,051	0,328
34	33	0,567	0,065	0,991

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
33	32	1,277	0,039	5,954
32	43	0,477	0,148	0,541
43	44	0,477	0,148	0,541
44	45	0,477	0,148	0,541
45	46	0,477	0,148	0,541
46	47	0,477	0,148	0,541
47	79	0,477	0,148	0,541
48	49	0,308	0,043	0,334
49	50	0,268	0,060	0,227
50	51	0,536	0,044	1,007
51,2	51,1	0,890	0,022	3,480
51,1	51	0,874	0,032	2,960
51	52	0,828	0,047	2,348
52	53	0,671	0,057	1,450
53	54	0,659	0,058	1,393
54	55	0,758	0,055	1,874
55,2	55,1	0,429	0,029	0,740
55,1	55	0,600	0,029	1,437
55	56	0,507	0,075	0,757
56	57	0,787	0,058	1,983
57	58	0,366	0,097	0,363
62	61	0,551	0,027	1,248
61	60	0,567	0,034	1,226
60,1	60	0,538	0,034	1,100
60	59	0,609	0,041	1,323
59	58	0,291	0,068	0,258
68	67	0,491	0,028	0,979
67	66	0,553	0,034	1,167
66,1	66	0,463	0,042	0,759
66	65a	0,387	0,062	0,469

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
65a	65	0,310	0,075	0,283
65	64	0,318	0,078	0,294
64	63	0,318	0,078	0,294
63	58	0,318	0,078	0,294
58	70	0,404	0,114	0,422
70	71	0,404	0,114	0,422
71	72	0,404	0,114	0,422
72	73	0,404	0,114	0,422
73	74	0,404	0,114	0,422
74	75	0,971	0,063	2,941
75	76	0,404	0,114	0,422
76	77	0,616	0,085	1,070
77	78	0,404	0,114	0,422
78	79	1,169	0,055	4,435
79	ETAR	0,512	0,167	0,601

#### 6.4. Funcionamento da Rede para Diferentes Cenários de Infiltração (Etapa 5)

Tendo em atenção a capacidade de drenagem instalada (descrita fisicamente na Tabela 6.3), procedeu-se à verificação do funcionamento dos 102 troços para 3 cenários distintos (definidos no ponto 5.5.): caudal de tempo seco (só água residual doméstica), caudal com uma infiltração média (água residual doméstica e uma infiltração média de 52,2%), caudal com uma infiltração máxima (água residual doméstica e uma infiltração máxima de 92,8%). Os respectivos valores de caudal são apresentados na Tabela 6.6.

Os valores de U,  $\tau$  e razão h/D para cada cenário foram determinados a partir da Tabela 6.6. e através das Eq. (2.13), Eq. (2.12), Eq. (2.15) e Eq. (2.16) e são apresentados nas Tabelas 6.7 a 6.9.

Tabela 6.6 - Caudais utilizados para cada simulação

Troço		Q(op) <sub>i</sub> (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
1	2	0,204	0,310	0,393
2	3	0,246	0,375	0,475
3	4	0,246	0,375	0,475
4	5	0,317	0,482	0,611

Troço		Q(op) <sub>i</sub> (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
5	6	0,389	0,592	0,750
6	7	0,444	0,676	0,857
7	8	0,475	0,723	0,916
8	9	0,498	0,758	0,960
9	10	0,527	0,803	1,017
20	19	0,133	0,203	0,257
19	18	0,243	0,370	0,469
18	17	0,298	0,454	0,575
17,3	17,1	0,133	0,203	0,257
17,2	17,1	0,114	0,173	0,220
17,1	17	0,228	0,346	0,439
17	16	0,945	0,639	0,809
16	15	0,458	0,696	0,882
15,3	15,2	0,101	0,154	0,196
15,2	15,1	0,159	0,242	0,307
15,1	15	0,226	0,344	0,436
15	14	1,239	0,845	1,070
14,1	14	0,155	0,235	0,298
14	13	2,018	0,952	1,206
13	12	0,625	0,952	1,206
12,2	12,1	0,088	0,133	0,169
12,1	12	0,155	0,235	0,298
12	11	1,438	1,001	1,268
11	10	0,676	1,029	1,303
10	21	2,109	1,378	1,746
21	22	0,906	1,378	1,746
25	24	0,163	0,249	0,315
24	23	0,229	0,349	0,442

Troço		Q(op) <sub>i</sub> (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
23,1	23	0,125	0,190	0,241
23	22	0,661	0,467	0,592
22	26	2,550	1,497	1,896
26	27	0,983	1,497	1,896
27	28	0,983	1,497	1,896
28	29	0,983	1,497	1,896
29	30	0,983	1,497	1,896
30	31	0,983	1,497	1,896
31	32	0,983	1,497	1,896
32,4	32,3	0,184	0,279	0,354
32,3	32,2	0,239	0,363	0,460
32,2	32,1	0,282	0,429	0,544
32,1	32	0,282	0,429	0,544
42	41	0,143	0,218	0,276
41	40	0,206	0,313	0,397
40	39	0,206	0,313	0,397
39	38	0,255	0,389	0,492
38	37	0,255	0,389	0,492
37	36	0,285	0,433	0,549
36	35	0,324	0,494	0,625
35,1	35	0,130	0,199	0,252
35	34	0,355	0,540	0,684
34,2	34,1	0,114	0,173	0,220
34,1	34	0,186	0,282	0,358
34	33	0,459	0,698	0,884
33	32	0,474	0,722	0,914
32	43	1,203	1,831	2,319
43	44	1,203	1,831	2,319
44	45	1,203	1,831	2,319
45	46	1,203	1,831	2,319
46	47	1,203	1,831	2,319

Troço		Q(op) <sub>i</sub> (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
47	79	1,203	1,831	2,319
48	49	0,143	0,218	0,276
49	50	0,197	0,299	0,379
50	51	0,246	0,375	0,475
51,2	51,1	0,150	0,228	0,289
51,1	51	0,255	0,389	0,492
51	52	0,416	0,633	0,802
52	53	0,445	0,678	0,858
53	54	0,445	0,678	0,858
54	55	0,469	0,713	0,904
55,2	55,1	0,108	0,164	0,208
55,1	55	0,155	0,235	0,298
55	56	0,501	0,763	0,967
56	57	0,527	0,803	1,017
57	58	0,527	0,803	1,017
62	61	0,125	0,190	0,241
61	60	0,182	0,277	0,350
60,1	60	0,174	0,264	0,335
60	59	0,257	0,391	0,495
59	58	0,257	0,391	0,495
68	67	0,120	0,182	0,231
67	66	0,174	0,264	0,335
66,1	66	0,204	0,310	0,393
66	65a	0,294	0,448	0,567
65a	65	0,313	0,477	0,604
65	64	0,339	0,516	0,653
64	63	0,339	0,516	0,653
63	58	0,339	0,516	0,653

Troço		Q(op) <sub>i</sub> (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
58	70	0,719	1,095	1,386
70	71	0,719	1,095	1,386
71	72	0,719	1,095	1,386
72	73	0,719	1,095	1,386
73	74	0,719	1,095	1,386
74	75	0,719	1,095	1,386
75	76	0,719	1,095	1,386
76	77	0,719	1,095	1,386
77	78	0,719	1,095	1,386
78	79	0,719	1,095	1,386
79	ETAR	1,498	2,280	2,889

Tabela 6.7 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)

Troço		U	h/D	τ
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
1	2	0,716	0,031	2,019
2	3	0,812	0,032	2,560
3	4	0,798	0,032	2,464
4	5	0,582	0,048	1,154
5	6	0,360	0,075	0,381
6	7	0,678	0,054	1,508
7	8	1,089	0,041	4,251
8	9	1,076	0,043	4,092
9	10	1,162	0,042	4,794
20	19	0,629	0,025	1,660
19	18	0,614	0,038	1,379
18	17	0,619	0,044	1,344
17,3	17,1	0,454	0,031	0,807
17,2	17,1	0,224	0,045	0,174
17,1	17	0,663	0,035	1,658
17	16	1,078	0,066	3,570
16	15	0,716	0,053	1,687

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
15,3	15,2	0,329	0,032	0,418
15,2	15,1	0,413	0,038	0,628
15,1	15	0,893	0,028	3,222
15	14	0,461	0,140	0,514
14,1	14	0,688	0,026	1,963
14	13	1,210	0,101	3,912
13	12	1,009	0,052	3,373
12,2	12,1	0,568	0,020	1,451
12,1	12	0,759	0,025	2,442
12	11	1,161	0,083	3,846
11	10	1,141	0,050	4,363
10	21	1,448	0,092	5,776
21	22	0,737	0,082	1,552
25	24	0,492	0,034	0,920
24	23	0,625	0,036	1,451
23,1	23	0,581	0,025	1,415
23	22	0,637	0,073	1,204
22	26	0,571	0,200	0,708
26	27	0,738	0,087	1,527
27	28	0,431	0,126	0,463
28	29	0,579	0,103	0,893
29	30	0,431	0,126	0,463
30	31	0,476	0,117	0,579
31	32	0,607	0,099	0,991
32,4	32,3	0,474	0,038	0,825
32,3	32,2	0,543	0,041	1,055
32,2	32,1	0,786	0,036	2,308
32,1	32	1,150	0,028	5,381
42	41	0,643	0,026	1,715

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
41	40	0,760	0,030	2,298
40	39	0,864	0,027	3,059
39	38	0,856	0,032	2,857
38	37	0,934	0,030	3,467
37	36	0,819	0,035	2,529
36	35	0,961	0,034	3,500
35,1	35	0,532	0,028	1,149
35	34	0,706	0,045	1,729
34,2	34,1	0,315	0,036	0,371
34,1	34	0,311	0,051	0,323
34	33	0,555	0,063	0,958
33	32	1,248	0,037	5,750
32	43	0,457	0,138	0,507
43	44	0,457	0,138	0,507
44	45	0,457	0,138	0,507
45	46	0,457	0,138	0,507
46	47	0,457	0,138	0,507
47	79	0,457	0,138	0,507
48	49	0,306	0,043	0,330
49	50	0,265	0,059	0,223
50	51	0,529	0,043	0,987
51,2	51,1	0,882	0,022	3,434
51,1	51	0,862	0,032	2,898
51	52	0,811	0,046	2,276
52	53	0,657	0,055	1,403
53	54	0,645	0,056	1,348
54	55	0,740	0,053	1,810
55,2	55,1	0,426	0,028	0,733
55,1	55	0,594	0,029	1,417
55	56	0,495	0,072	0,730
56	57	0,768	0,056	1,910

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
57	58	0,357	0,093	0,350
62	61	0,547	0,027	1,234
61	60	0,562	0,033	1,206
60,1	60	0,533	0,034	1,083
60	59	0,600	0,040	1,295
59	58	0,287	0,066	0,252
68	67	0,488	0,028	0,968
67	66	0,547	0,033	1,149
66,1	66	0,457	0,042	0,745
66	65a	0,381	0,060	0,458
65a	65	0,305	0,073	0,276
65	64	0,312	0,076	0,286
64	63	0,312	0,076	0,286
63	58	0,312	0,076	0,286
58	70	0,392	0,108	0,402
70	71	0,392	0,108	0,402
71	72	0,392	0,108	0,402
72	73	0,392	0,108	0,402
73	74	0,392	0,108	0,402
74	75	0,941	0,060	2,807
75	76	0,392	0,108	0,402
76	77	0,597	0,081	1,022
77	78	0,392	0,108	0,402
78	79	1,133	0,053	4,232
79	ETAR	0,488	0,154	0,560

Tabela 6.8 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)

Troço		U	h/D	$\tau$ (N/m <sup>2</sup> )
		(m/s)		
1	2	0,814	0,037	2,448
2	3	0,923	0,039	3,103
3	4	0,908	0,039	2,987
4	5	0,661	0,058	1,399
5	6	0,409	0,092	0,460
6	7	0,771	0,066	1,827
7	8	1,238	0,050	5,151
8	9	1,223	0,052	4,958
9	10	1,321	0,051	5,809
20	19	0,715	0,031	2,013
19	18	0,698	0,047	1,671
18	17	0,704	0,053	1,628
17,3	17,1	0,516	0,038	0,978
17,2	17,1	0,255	0,055	0,211
17,1	17	0,753	0,042	2,010
17	16	0,957	0,055	2,986
16	15	0,813	0,065	2,043
15,3	15,2	0,374	0,039	0,506
15,2	15,1	0,470	0,046	0,761
15,1	15	1,016	0,035	3,907
15	14	0,411	0,117	0,433
14,1	14	0,782	0,032	2,381
14	13	0,964	0,071	2,782
13	12	1,146	0,063	4,086
12,2	12,1	0,645	0,025	1,760
12,1	12	0,863	0,030	2,962
12	11	1,041	0,070	3,263
11	10	1,297	0,061	5,286
10	21	1,273	0,076	4,762
21	22	0,837	0,101	1,877

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
25	24	0,559	0,041	1,116
24	23	0,710	0,044	1,759
23,1	23	0,661	0,031	1,716
23	22	0,574	0,062	1,028
22	26	0,488	0,154	0,559
26	27	0,837	0,106	1,847
27	28	0,488	0,154	0,559
28	29	0,657	0,125	1,079
29	30	0,488	0,154	0,559
30	31	0,540	0,144	0,699
31	32	0,688	0,122	1,197
32,4	32,3	0,539	0,046	1,000
32,3	32,2	0,617	0,050	1,278
32,2	32,1	0,893	0,044	2,797
32,1	32	1,308	0,034	6,524
42	41	0,731	0,032	2,080
41	40	0,864	0,036	2,786
40	39	0,983	0,033	3,710
39	38	0,974	0,039	3,463
38	37	1,062	0,036	4,204
37	36	0,932	0,043	3,066
36	35	1,093	0,042	4,243
35,1	35	0,604	0,034	1,393
35	34	0,802	0,055	2,095
34,2	34,1	0,358	0,044	0,449
34,1	34	0,353	0,062	0,391
34	33	0,630	0,077	1,160
33	32	1,419	0,045	6,969
32	43	0,518	0,170	0,612
43	44	0,518	0,170	0,612

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
44	45	0,518	0,170	0,612
45	46	0,518	0,170	0,612
46	47	0,518	0,170	0,612
47	79	0,518	0,170	0,612
48	49	0,347	0,052	0,399
49	50	0,301	0,071	0,271
50	51	0,601	0,052	1,195
51,2	51,1	1,004	0,026	4,164
51,1	51	0,980	0,038	3,513
51	52	0,922	0,056	2,757
52	53	0,746	0,067	1,699
53	54	0,733	0,068	1,633
54	55	0,841	0,064	2,193
55,2	55,1	0,484	0,035	0,888
55,1	55	0,676	0,035	1,718
55	56	0,562	0,088	0,883
56	57	0,872	0,068	2,313
57	58	0,405	0,114	0,423
62	61	0,622	0,032	1,496
61	60	0,638	0,041	1,462
60,1	60	0,605	0,041	1,313
60	59	0,682	0,049	1,570
59	58	0,326	0,081	0,305
68	67	0,555	0,034	1,174
67	66	0,622	0,040	1,393
66,1	66	0,520	0,051	0,903
66	65a	0,433	0,073	0,555
65a	65	0,346	0,089	0,334
65	64	0,355	0,092	0,346
64	63	0,355	0,092	0,346

Troço		U	h/D	τ
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
63	58	0,355	0,092	0,346
58	70	0,445	0,132	0,486
70	71	0,445	0,132	0,486
71	72	0,445	0,132	0,486
72	73	0,445	0,132	0,486
73	74	0,445	0,132	0,486
74	75	1,069	0,073	3,398
75	76	0,445	0,132	0,486
76	77	0,677	0,099	1,236
77	78	0,445	0,132	0,486
78	79	1,287	0,064	5,126
79	ETAR	0,553	0,189	0,674

Tabela 6.9 - Condições de operação hidráulico-sanitárias da rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 3 - caudal com infiltração máxima)

Troço		U (m/s)	h/D	τ (N/m <sup>2</sup> )
1	2	0,875	0,042	2,728
2	3	0,992	0,044	3,458
3	4	0,976	0,044	3,328
4	5	0,710	0,065	1,558
5	6	0,439	0,103	0,512
6	7	0,828	0,073	2,034
7	8	1,331	0,056	5,739
8	9	1,314	0,058	5,523
9	10	1,419	0,057	6,472
20	19	0,768	0,034	2,243
19	18	0,750	0,052	1,862
18	17	0,756	0,060	1,814
17,3	17,1	0,555	0,043	1,090
17,2	17,1	0,274	0,062	0,235
17,1	17	0,810	0,047	2,240
17	16	1,028	0,061	3,326
16	15	0,874	0,072	2,276

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
15,3	15,2	0,402	0,044	0,564
15,2	15,1	0,505	0,051	0,848
15,1	15	1,092	0,039	4,354
15	14	0,442	0,131	0,481
14,1	14	0,841	0,036	2,653
14	13	1,035	0,079	3,097
13	12	1,231	0,071	4,550
12,2	12,1	0,694	0,028	1,962
12,1	12	0,928	0,033	3,301
12	11	1,118	0,078	3,633
11	10	1,393	0,068	5,887
10	21	1,368	0,085	5,302
21	22	0,898	0,113	2,088
25	24	0,601	0,046	1,243
24	23	0,763	0,050	1,960
23,1	23	0,711	0,035	1,912
23	22	0,616	0,070	1,145
22	26	0,524	0,173	0,621
26	27	0,899	0,119	2,055
27	28	0,524	0,173	0,621
28	29	0,705	0,141	1,200
29	30	0,524	0,173	0,621
30	31	0,579	0,161	0,777
31	32	0,739	0,136	1,331
32,4	32,3	0,579	0,051	1,114
32,3	32,2	0,663	0,056	1,424
32,2	32,1	0,960	0,049	3,116
32,1	32	1,406	0,038	7,271
42	41	0,785	0,035	2,318
41	40	0,929	0,040	3,105

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
40	39	1,057	0,037	4,134
39	38	1,047	0,043	3,860
38	37	1,142	0,041	4,685
37	36	1,001	0,048	3,416
36	35	1,174	0,047	4,728
35,1	35	0,650	0,038	1,552
35	34	0,862	0,061	2,333
34,2	34,1	0,385	0,049	0,501
34,1	34	0,379	0,069	0,435
34	33	0,677	0,086	1,292
33	32	1,525	0,051	7,765
32	43	0,556	0,191	0,679
43	44	0,556	0,191	0,679
44	45	0,556	0,191	0,679
45	46	0,556	0,191	0,679
46	47	0,556	0,191	0,679
47	79	0,556	0,191	0,679
48	49	0,373	0,058	0,445
49	50	0,323	0,080	0,301
50	51	0,646	0,058	1,332
51,2	51,1	1,079	0,030	4,642
51,1	51	1,053	0,043	3,915
51	52	0,991	0,062	3,071
52	53	0,802	0,075	1,892
53	54	0,787	0,076	1,818
54	55	0,904	0,072	2,442
55,2	55,1	0,521	0,039	0,990
55,1	55	0,726	0,039	1,915
55	56	0,604	0,099	0,983
56	57	0,937	0,076	2,576
57	58	0,435	0,128	0,470

Troço		U	h/D	$\tau$
		(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
62	61	0,668	0,036	1,668
61	60	0,686	0,046	1,630
60,1	60	0,651	0,046	1,463
60	59	0,733	0,055	1,749
59	58	0,350	0,091	0,340
68	67	0,596	0,038	1,309
67	66	0,668	0,045	1,552
66,1	66	0,559	0,057	1,006
66	65a	0,465	0,082	0,618
65a	65	0,372	0,100	0,372
65	64	0,381	0,103	0,385
64	63	0,381	0,103	0,385
63	58	0,381	0,103	0,385
58	70	0,477	0,148	0,540
70	71	0,477	0,148	0,540
71	72	0,477	0,148	0,540
72	73	0,477	0,148	0,540
73	74	0,477	0,148	0,540
74	75	1,149	0,081	3,784
75	76	0,477	0,148	0,540
76	77	0,727	0,111	1,375
77	78	0,477	0,148	0,540
78	79	1,383	0,072	5,709
79	ETAR	0,593	0,212	0,748

## 6.5. Simulação do funcionamento da rede de drenagem (Etapa 6)

Para a simulação do funcionamento da rede foi utilizado o software SWMM 5.0. A rede foi construída a partir dos dados da Tabela 6.3 (dados físicos da rede) e considerando a rede de drenagem apresentada na Figura 6.2. (ver pormenores no Desenho 1 e 2 do Anexo II).



Figura 6.2 - Representação esquemática da rede de drenagem introduzida no SWMM

Após construção da rede de drenagem no SWMM, optou-se por fazer uma análise do funcionamento da rede sem considerar as áreas drenantes para cada CV, o que implicaria ter acesso às inclinações do terreno em torno de cada CV e à percentagem de área permeável do solo em cada área drenante. Assim, decidiu-se introduzir directamente o caudal de operação ( $Q(op)_i$ ) na rede de drenagem, que já inclui a percentagem de infiltração para os diferentes cenários. Dado que os valores de caudal que se apresentam na Tabela 6.6 são acumulativos ao longo da rede, foi necessário subtrair os valores a montante de cada troço para chegar aos valores individuais ( $Q(ind)_i$ ) que se introduziram em cada CV de jusante, tal como apresentado na Tabela 6.10. Os valores negativos registados em alguns troços referem-se a acertos para obter o  $Q(op)_i$  em cada troço.

Tabela 6.10 - Caudais individuais introduzidos nas CV de montante do respectivo troço.

Troço		Q(ind)i (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
1	2	0,204	0,310	0,393
2	3	0,042	0,064	0,082
3	4	0,000	0,000	0,000
4	5	0,071	0,108	0,136
5	6	0,072	0,109	0,139
6	7	0,055	0,084	0,107
7	8	0,031	0,047	0,060
8	9	0,023	0,034	0,043
9	10	0,030	0,045	0,057
20	19	0,133	0,203	0,257
19	18	0,110	0,168	0,213
18	17	0,055	0,083	0,105
17,3	17,1	0,133	0,203	0,257
17,2	17,1	0,114	0,173	0,220
17,1	17	-0,019	-0,029	-0,037
17	16	-0,106	-0,161	-0,204
16	15	0,038	0,058	0,073
15,3	15,2	0,101	0,154	0,196
15,2	15,1	0,058	0,088	0,111
15,1	15	0,067	0,102	0,129
15	14	-0,129	-0,196	-0,248
14,1	14	0,155	0,235	0,298
14	13	0,599	0,912	1,156
13	12	0,000	0,000	0,000
12,2	12,1	0,088	0,133	0,169
12,1	12	0,067	0,102	0,129
12	11	-0,122	-0,186	-0,236
11	10	0,018	0,028	0,035

Troço		Q(ind)i (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
10	21	-0,298	-0,453	-0,574
21	22	0,000	0,000	0,000
25	24	0,163	0,249	0,315
24	23	0,066	0,100	0,127
23,1	23	0,125	0,190	0,241
23	22	-0,047	-0,072	-0,091
22	26	-0,229	-0,349	-0,442
26	27	0,000	0,000	0,000
27	28	0,000	0,000	0,000
28	29	0,000	0,000	0,000
29	30	0,000	0,000	0,000
30	31	0,000	0,000	0,000
31	32	0,000	0,000	0,000
32,4	32,3	0,184	0,279	0,354
32,3	32,2	0,055	0,084	0,106
32,2	32,1	0,043	0,066	0,084
32,1	32	0,000	0,000	0,000
42	41	0,143	0,218	0,276
41	40	0,063	0,096	0,121
40	39	0,000	0,000	0,000
39	38	0,050	0,075	0,096
38	37	0,000	0,000	0,000
37	36	0,030	0,045	0,057
36	35	0,040	0,060	0,076
35,1	35	0,130	0,199	0,252
35	34	-0,100	-0,152	-0,193
34,2	34,1	0,114	0,173	0,220
34,1	34	0,072	0,109	0,138
34	33	-0,082	-0,125	-0,158
33	32	0,016	0,024	0,030

Troço		Q(ind)i (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
32	43	-0,537	-0,817	-1,035
43	44	0,000	0,000	0,000
44	45	0,000	0,000	0,000
45	46	0,000	0,000	0,000
46	47	0,000	0,000	0,000
47	79	0,000	0,000	0,000
48	49	0,143	0,218	0,276
49	50	0,054	0,082	0,104
50	51	0,050	0,075	0,096
51,2	51,1	0,150	0,228	0,289
51,1	51	0,105	0,160	0,203
51	52	-0,086	-0,131	-0,166
52	53	0,030	0,045	0,057
53	54	0,000	0,000	0,000
54	55	0,024	0,036	0,045
55,2	55,1	0,108	0,164	0,208
55,1	55	0,047	0,071	0,090
55	56	-0,122	-0,186	-0,235
56	57	0,026	0,040	0,050
57	58	0,000	0,000	0,000
62	61	0,125	0,190	0,241
61	60	0,057	0,086	0,109
60,1	60	0,174	0,264	0,335
60	59	-0,099	-0,150	-0,190
59	58	0,000	0,000	0,000
68	67	0,120	0,182	0,231
67	66	0,054	0,082	0,104
66,1	66	0,204	0,310	0,393

Troço		Q(ind)i (l/s)		
		Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
		(sem infiltração)	(infiltração média: 52,2%)	(infiltração máxima: 92,8%)
66	65a	-0,084	-0,127	-0,161
65a	65	0,019	0,029	0,037
65	64	0,025	0,039	0,049
64	63	0,000	0,000	0,000
63	58	0,000	0,000	0,000
58	70	-0,404	-0,614	-0,778
70	71	0,000	0,000	0,000
71	72	0,000	0,000	0,000
72	73	0,000	0,000	0,000
73	74	0,000	0,000	0,000
74	75	0,000	0,000	0,000
75	76	0,000	0,000	0,000
76	77	0,000	0,000	0,000
77	78	0,000	0,000	0,000
78	79	0,000	0,000	0,000
79	ETAR	-0,424	-0,645	-0,817

A concepção do modelo da rede é apresentada no Anexo III.

Nas Figuras 6.3. a 6.9. apresentam-se os resultados da modelação. No anexo IV são apresentadas as mesmas figuras com a indicação da localização de cada CV.

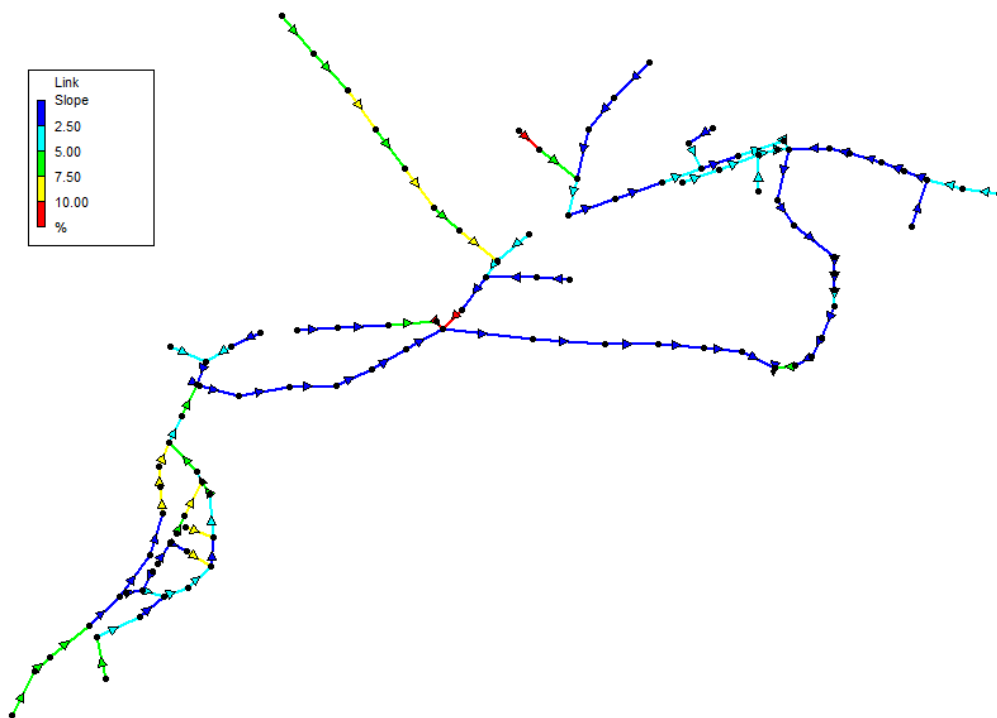


Figura 6.3. Inclinações instaladas da rede de drenagem de Vila Fernando

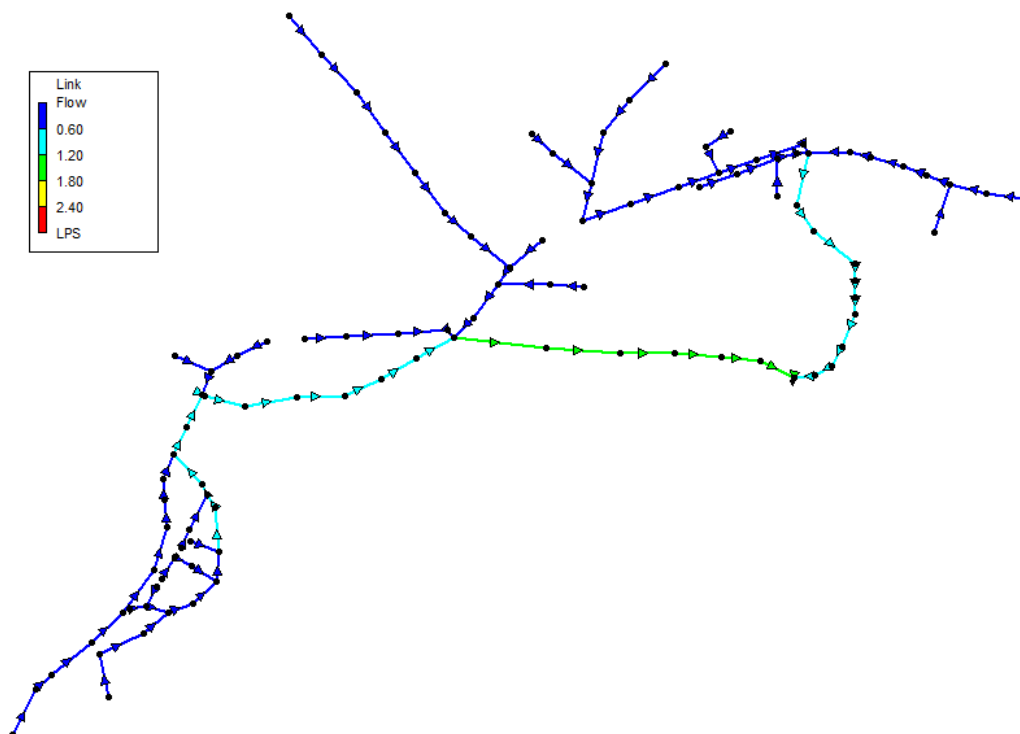


Figura 6.4. Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)

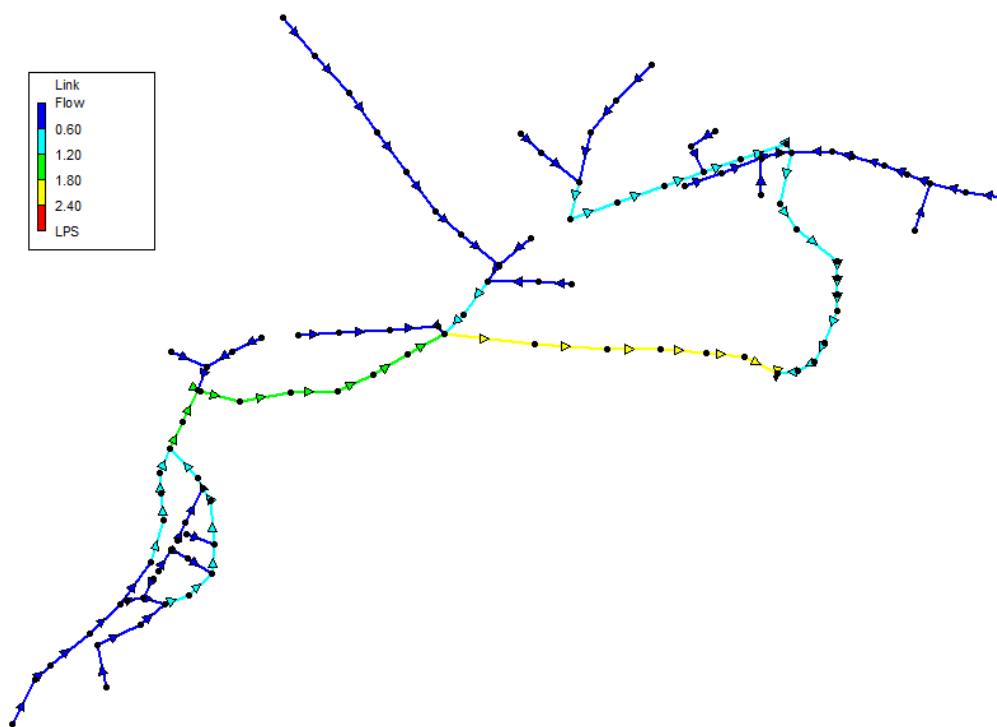


Figura 6.5 - Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)

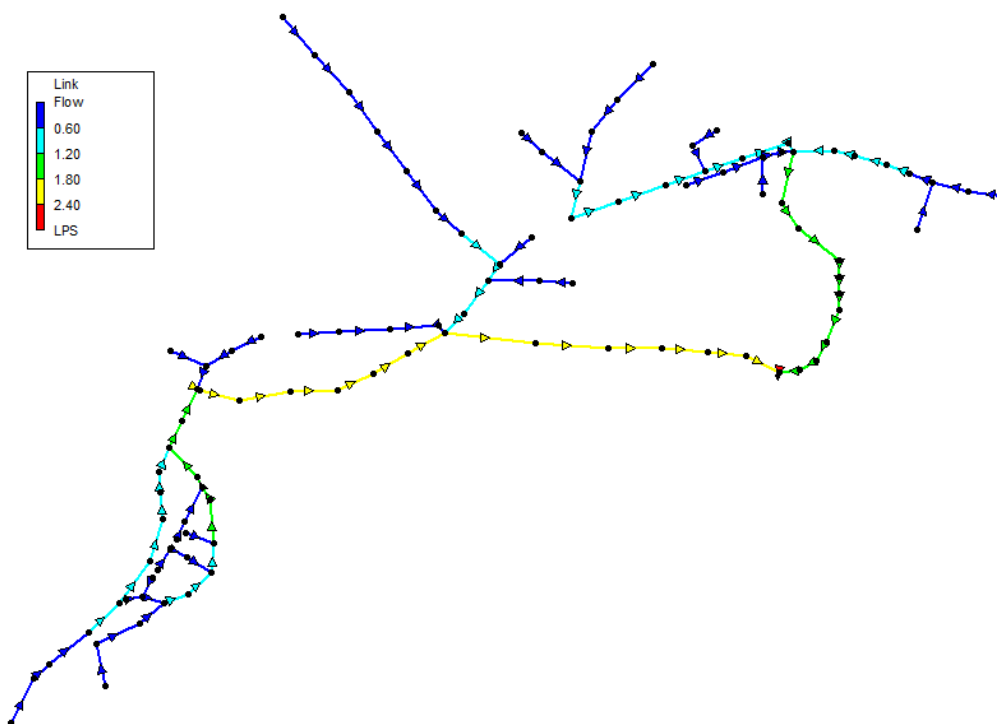


Figura 6.6 - Caudal de operação na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração máxima)

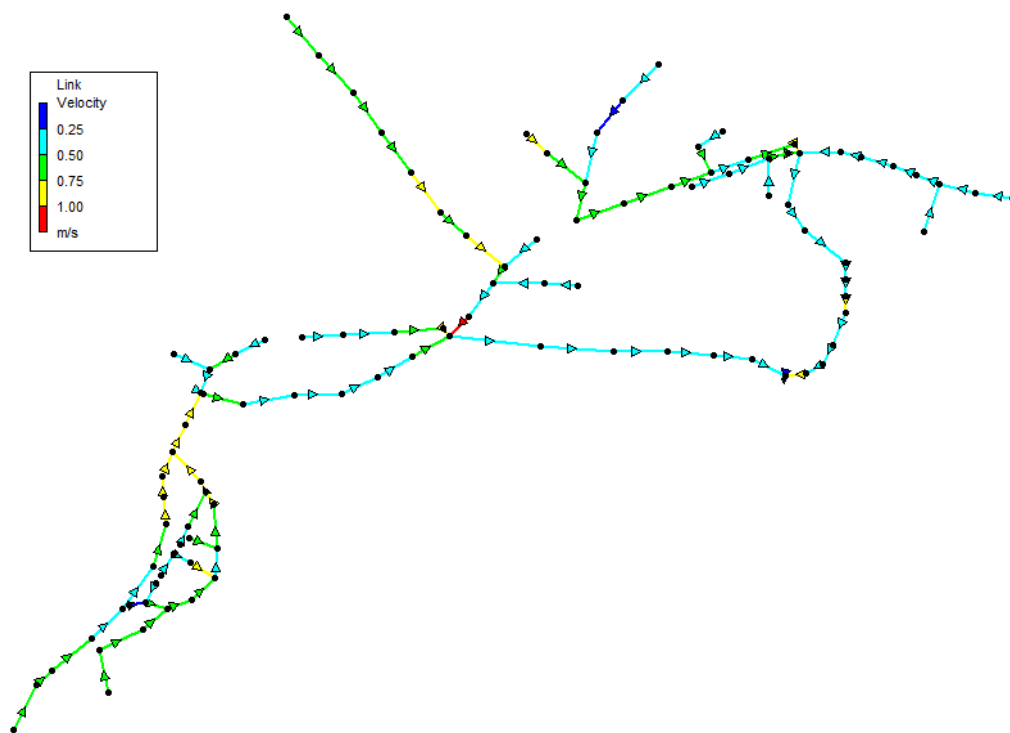


Figura 6.7 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 1 - caudal de tempo seco)

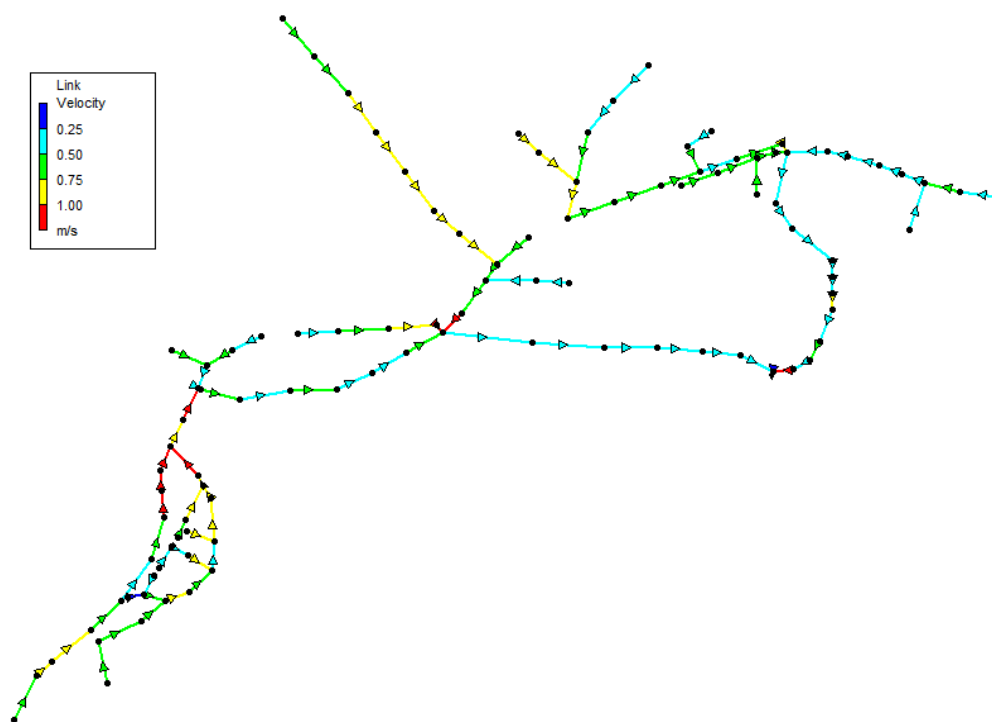


Figura 6.8 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 2 - caudal com infiltração média)

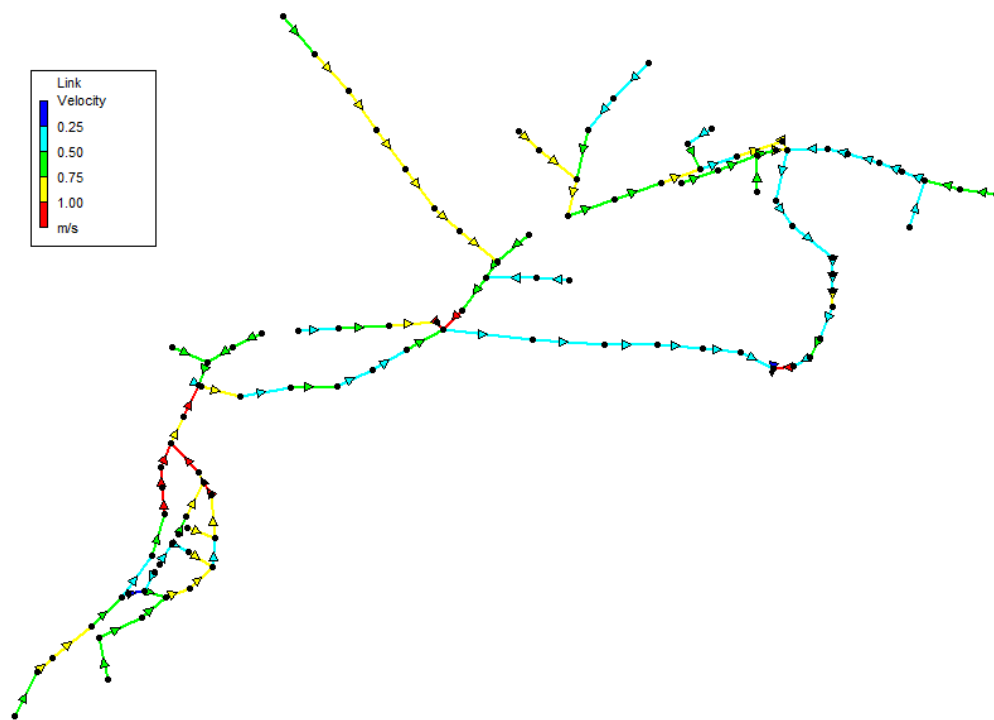


Figura 6.9 - Velocidade do escoamento na rede de drenagem de Vila Fernando (Cenário 3 - caudal com infiltração máxima)

# Capítulo 7

## Análise e discussão

### 7.1. Caudal Infiltrado na Rede de Drenagem de Vila Fernando

Analisando as Tabelas 6.1 e 6.2 e a Figura 6.1, verifica-se que o caudal médio registado à entrada da ETAR no período em estudo foi de  $50,3 \text{ m}^3/\text{d}$  (águas residuais e infiltração de águas pluviais), *i.e.*, próximo do valor assumido para o projecto da ETAR no ano de arranque ( $53 \text{ m}^3/\text{d}$ ). O caudal detectado entre Junho e Novembro de 2008 e entre Junho e Setembro de 2009 poderá ser considerado essencialmente caudal de águas residuais domésticas ou caudal de tempo seco ( $17,4 \text{ m}^3/\text{d}$ , em média), apesar de ter sido detectado algum escoamento pluvial para a bacia drenante de Vila Fernando nestes 10 meses ( $1030 \text{ m}^3/\text{d}$  em média, com um máximo de cerca de  $2100 \text{ m}^3/\text{d}$ ). Contudo, este escoamento pluvial parece não ter atingido significativamente a rede de drenagem de águas residuais, dado que, à entrada da ETAR, durante aqueles 10 meses, o caudal médio mais elevado registado foi de  $24,5 \text{ m}^3/\text{d}$ .

Nos meses mais pluviosos (Janeiro a Maio de 2008, Dezembro de 2008 a Maio de 2009 e Outubro de 2009), o escoamento médio registado foi de aproximadamente  $3254 \text{ m}^3/\text{d}$  (com um pico de aproximadamente  $7223 \text{ m}^3/\text{d}$  em Abril de 2008), ao qual correspondeu um caudal médio à entrada da ETAR de  $77,7 \text{ m}^3/\text{d}$ , ou seja, uma infiltração média de  $60,3 \text{ m}^3/\text{d}$  naqueles 12 meses (com um pico de infiltração de  $224,7 \text{ m}^3/\text{d}$  em Fevereiro de 2009).

O caudal médio de tempo seco registado à entrada da ETAR foi, assim, cerca de 33% do valor mínimo admitido no projecto da ETAR ( $53 \text{ m}^3/\text{d}$ ), o que pode ser explicado pela falta de ligações previstas para a ETAR. Esta entrou em funcionamento em Abril de 2007 e, durante o período do estudo, parte da rede de drenagem ainda não estava ligada (de acordo com a EG, a população ligada actualmente ainda é inferior ao valor previsto para o ano 0 no projecto da infra-estrutura).

Analisando os resultados verifica-se, ainda, que o caudal médio que atingiu a ETAR nos meses com escoamento superior a  $2100 \text{ m}^3/\text{d}$  (Janeiro, Fevereiro, Abril, Maio e Dezembro de 2008, Janeiro, Fevereiro e Outubro de 2009) foi em média de  $93 \text{ m}^3/\text{d}$  (com um máximo de  $242,1 \text{ m}^3/\text{d}$  em Fevereiro de 2009) a que correspondeu uma infiltração média de  $75,6 \text{ m}^3/\text{d}$  (e uma infiltração máxima de  $224,7 \text{ m}^3/\text{d}$  em Fevereiro de 2009), ou seja, cerca duas vezes superior ao mínimo admitido para a ETAR ( $53 \text{ m}^3/\text{d}$ ) e muito próximo ao máximo ( $98 \text{ m}^3/\text{d}$ ), que, neste último caso, só seria previsível atingir em 2047.

Para escoamentos entre  $2100$  e  $4000 \text{ m}^3/\text{d}$  (Janeiro, Fevereiro, Maio e Dezembro de 2008 e Fevereiro e Outubro de 2009), o caudal médio registado à entrada da ETAR foi de  $78,6 \text{ m}^3/\text{d}$  (a que correspondeu uma infiltração média de  $61,2 \text{ m}^3/\text{d}$ ), cerca de 1,5 vezes superior ao valor mínimo de projecto, enquanto para escoamentos superiores a  $4000 \text{ m}^3/\text{d}$  (Abril de 2008

e Janeiro de 2009) o caudal médio registado à entrada da ETAR foi de 136,5 m<sup>3</sup>/d (a que correspondeu uma infiltração média de 119,1 m<sup>3</sup>/d), 1,4 vezes superior ao valor máximo de projecto, que obrigaram à descarga do excedente no meio receptor.

Na Tabela 7.1 apresenta-se a estimativa de caudal médio pluvial infiltrado na rede de drenagem que atingiu a ETAR de Vila Fernando que foi, em média, de cerca de 34 m<sup>3</sup>/d. A percentagem de infiltração média foi de 52,2% e a máxima de 92,8%, o que pode ter resultado em sobrecarga e extravasamento do sistema de drenagem e tido um efeito negativo no desempenho da ETAR.

Tabela 7.2 - Caudal médio pluvial infiltrado que atingiu a ETAR de Vila Fernando

Mês	Qinf	
	(m <sup>3</sup> /dia)	(%)
Janeiro 2008	26,5	60,3
Fevereiro 2008	25,8	59,7
Março 2008	5,1	22,5
Abril 2008	95,3	84,6
Maio 2008	19,5	52,9
Junho 2008	4,4	20,2
Julho 2008	0,0	0,0
Agosto 2008	0,0	0,0
Setembro 2008	0,0	0,0
Outubro 2008	0,0	0,0
Novembro 2008	2,4	12,0
Dezembro 2008	41,4	70,4
Janeiro 2009	142,9	89,1
Fevereiro 2009	224,8	92,8
Março 2009	66,1	79,2
Abril 2009	31,4	64,4
Maio 2009	14,9	46,3
Junho 2009	7,1	29,1
Julho 2009	7,2	29,2
Agosto 2009	2,2	11,2
Setembro 2009	0,0	0,0
Outubro 2009	29,6	63,0

Nota: o valor percentual diz respeito à percentagem de caudal pluvial em relação ao total que atingiu a ETAR em cada mês

Estes valores são superiores aos detectados por Stevens (1998) e Gamboa *et al.* (2000), que registaram valores de caudal de infiltração em diversas bacias de drenagem até 50% do caudal de tempo seco. No entanto, Amorim (2007) detectou, numa rede de drenagem de Viana do Castelo, infiltrações de águas pluviais que totalizavam entre 0,9 e 1,5 vezes o caudal médio de águas residuais de tempo seco. De acordo com Cardoso *et al.* (2002) entre 30% a 40% da

infiltração na rede tem origem em deficiências ou vulnerabilidades das ligações domiciliárias. A estes pontos, acrescenta-se a entrada através de tampas e do corpo de CV e ligações clandestinas.

A norma alemã DWA-A 118E (2006) considera, para o dimensionamento de sistemas de drenagem urbana, um caudal de infiltração igual a 100% do caudal doméstico podendo, em casos justificados, assumir outra magnitude ou ser calculado em função da área drenada. O Decreto Regulamentar Nº 23/95 também considera uma regra análoga, mas apenas para o ano horizonte de projecto. Normalmente, iguala o caudal de infiltração ao médio diário de águas residuais (para aglomerados populacionais com colectores a jusante inferiores a 300 mm), a  $0,5 \text{ m}^3/(\text{d}\cdot\text{cm D}\cdot\text{km})$  (em médios e grandes aglomerados populacionais) ou a  $1 \text{ L/s}\cdot\text{km}$  (em médios aglomerados populacionais, desde que fique garantida a eficaz estanquidade da rede no que respeita aos colectores, juntas e CV).

Observa-se, assim, uma proporcionalidade entre o caudal escoado nas bacias de drenagem de Vila Fernando e Vila Fernando Gare e o que se infiltrou e atingiu a ETAR, com excepção para o mês de Fevereiro de 2009 (Figura 6.1). O desfasamento entre  $Q_{inf}$  e  $Q_p$  naquele mês está relacionado com a ocorrência de chuvada de elevada duração no final do mês de Janeiro que foi contabilizada na contagem da ETAR (i.e. a EG fazia a contagem de volume ao 28º dia de cada mês e os volumes dos últimos dias de cada mês eram contabilizados no mês seguinte). Ou seja, parte do volume contabilizado como caudal afluente á ETAR em Fevereiro era, na prática, de Janeiro. Esta situação verificou-se para todos os meses, mas não houve influência significativa nos restantes 21 meses.

Não considerando o mês de Fevereiro de 2009, realizou-se uma análise de correlação entre o escoamento superficial e  $Q_{inf}$  (Figura 7.1), havendo evidência estatística que o aumento do caudal escoado provoca um aumento do caudal infiltrado que atinge a ETAR (coeficiente de correlação de 0,62).

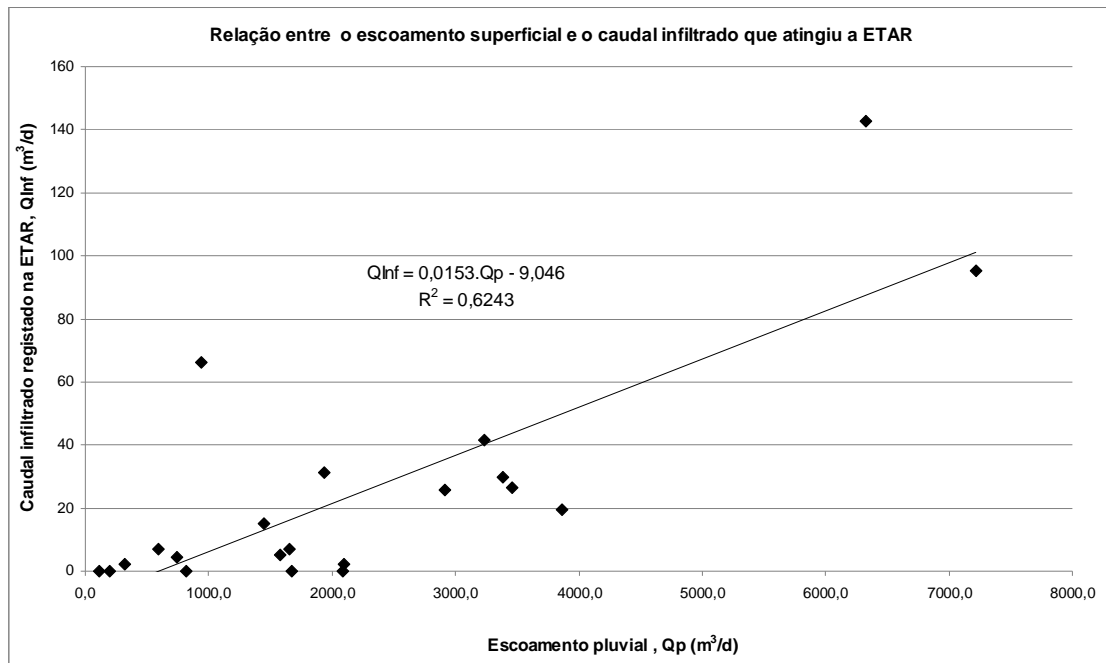


Figura 7.1 - Correlação entre o caudal escoado na bacia drenante de Vila Fernando o caudal infiltrado que chegou à ETAR

## 7.2. Influência da Infiltração no Funcionamento Hidráulico-Sanitário da Rede de Drenagem

Os resultados obtidos nas Etapas 3 e 4 (Tabelas 6.3 a 6.5) permitem verificar que em 63 dos troços os valores de  $U$  e  $\tau$  estão em desconformidade com os critérios definidos no Decreto-Regulamentar 23/95 (*i.e.* os valores apurados não cumprem os seguintes critérios  $0,6 \leq U \leq 3$  m/s e  $\tau \geq 1,5$  N/m<sup>2</sup>). Dos 63 troços que se encontram em desconformidade com os critérios referidos anteriormente, em todos se verificaram tensões de arrastamento inferiores a 1,5 N/m<sup>2</sup>. Destes, em 55 troços verificaram-se valores de velocidade inferiores á mínima regulamentar (*i.e.* inferiores a 0,6 m/s). Ou seja, 62% dos troços necessitariam de uma inclinação de colector superior à instalada, ou estimada (troços onde não foi possível obter a cota da soleira do colector), uma vez que  $U$  é inferior a 0,6 m/s e  $\tau$  é inferior a 1,5 N/m<sup>2</sup>.

Nos troços 23.1-23, 34.2-34.1 e 66.1-66 verificou-se que as CV de cabeceira apresentavam alturas de escavação ( $h_e$ ) inferiores ao mínimo regulamentar (1,20 m tendo em atenção que o diâmetro do colector é de 200 mm). O mesmo se verifica na CV de jusante no troço 34.2-34.1 e de montante no troço 34.1-34. Para um funcionamento adequado destes 4 troços, que tem implicação no funcionamento dos troços de jusante, a inclinação do colector teria de aumentar e as  $h_e$  teriam de ser aprofundadas.

Na Tabela 7.2 apresenta-se a inclinação que seria necessária implementar naqueles 63 troços para se verificar o cumprimento dos respectivos critérios.

Tabela 7.2 - Inclinações necessárias para os troços em desconformidade, para o cumprimento dos parâmetros hidráulico-sanitárias na rede de drenagem de Vila Fernando

Troço		i (colector)	U	h/D	$\tau$
		(m/m)	(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
4	5	0,026	0,660	0,045	1,508
5	6	0,023	0,675	0,052	1,513
19	18	0,031	0,645	0,038	1,522
18	17	0,027	0,655	0,044	1,507
17,3	17,1	0,045	0,607	0,026	1,525
17,2	17,1	0,051	0,603	0,024	1,561
15,3	15,2	0,056	0,601	0,022	1,590
15,2	15,1	0,040	0,616	0,029	1,515
15	14	0,019	0,708	0,064	1,550
12,2	12,1	0,064	0,601	0,020	1,644
25	24	0,039	0,616	0,030	1,504
24	23	0,032	0,640	0,037	1,516
23,1	23	0,046	0,600	0,025	1,507
23	22	0,027	0,662	0,044	1,529
22	26	0,013	0,747	0,094	1,527
27	28	0,013	0,747	0,094	1,527
28	29	0,013	0,747	0,094	1,527
29	30	0,013	0,747	0,094	1,527
30	31	0,013	0,747	0,094	1,527
31	32	0,013	0,747	0,094	1,527
32,4	32,3	0,037	0,627	0,032	1,527
32,3	32,2	0,031	0,641	0,038	1,508
35,1	35	0,045	0,603	0,026	1,511
34,2	34,1	0,051	0,603	0,024	1,561
34,1	34	0,036	0,623	0,032	1,502
34	33	0,021	0,689	0,057	1,527

Troço		i (colector)	U	h/D	$\tau$
		(m/m)	(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
32	43	0,012	0,775	0,106	1,584
43	44	0,012	0,775	0,106	1,584
44	45	0,012	0,775	0,106	1,584
45	46	0,012	0,775	0,106	1,584
46	47	0,012	0,775	0,106	1,584
47	79	0,012	0,775	0,106	1,584
48	49	0,043	0,611	0,027	1,523
49	50	0,035	0,629	0,034	1,511
50	51	0,031	0,647	0,038	1,531
52	53	0,021	0,683	0,056	1,505
53	54	0,021	0,683	0,056	1,505
55,2	55,1	0,053	0,601	0,023	1,568
55,1	55	0,041	0,616	0,029	1,523
55	56	0,020	0,697	0,060	1,535
57	58	0,019	0,696	0,063	1,512
62	61	0,046	0,600	0,025	1,507
61	60	0,037	0,625	0,032	1,519
60,1	60	0,038	0,622	0,031	1,518
60	59	0,030	0,648	0,040	1,523
59	58	0,030	0,648	0,040	1,523
68	67	0,048	0,600	0,025	1,525
67	66	0,038	0,622	0,031	1,518
66	66	0,034	0,630	0,034	1,503
66	65a	0,028	0,661	0,043	1,540
65a	65	0,027	0,666	0,045	1,544
65	64	0,025	0,665	0,047	1,510
64	63	0,025	0,665	0,047	1,510
63	58	0,025	0,665	0,047	1,510
58	70	0,016	0,725	0,076	1,539

Troço		i (colector)	U	h/D	$\tau$
		(m/m)	(m/s)		(N/m <sup>2</sup> )
70	71	0,016	0,725	0,076	1,539
71	72	0,016	0,725	0,076	1,539
72	73	0,016	0,725	0,076	1,539
73	74	0,016	0,725	0,076	1,539
75	76	0,016	0,725	0,076	1,539
76	77	0,016	0,725	0,076	1,539
77	78	0,016	0,725	0,076	1,539
79	ETAR	0,010	0,781	0,124	1,531

Esta alteração de inclinação levaria à alteração da altura de escavação das CV daqueles troços, como se apresenta comparativamente na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 - Alturas de escavação existentes e necessárias para um bom funcionamento da rede.

Troço		he necessário (m)		he existente(m)	
		CVm	CVj	CVm	CVj
1	2	1,75	1,78	1,75	1,75
2	3	1,78	1,75	1,75	1,75
3	4	1,75	1,73	1,75	1,70
4	5	1,73	2,06	1,70	1,70
5	6	2,06	3,37	1,70	1,85
6	7	3,37	3,25	1,85	1,70
7	8	3,25	3,22	1,70	1,70
8	9	3,22	3,21	1,70	1,70
9	10	3,21	3,23	1,70	1,70
20	19	1,20	1,19	1,20	1,20
19	18	1,19	1,40	1,20	1,20
18	17	1,40	1,52	1,20	1,20
17,3	17,1	1,20	1,89	1,20	1,20
17,2	17,1	1,94	2,89	1,30	1,30
17,1	17	2,89	2,79	1,30	1,20
17	16	2,79	2,77	1,20	1,20
16	15	2,77	3,18	1,20	1,60
15,3	15,2	1,20	2,64	1,40	1,40
15,2	15,1	2,64	3,21	1,40	1,40
15,1	15	3,21	3,44	1,40	1,60

Troço		he necessário (m)		he existente(m)	
		CVm	CVj	CVm	CVj
15	14	3,44	4,57	1,60	2,18
14,1	14	1,20	1,22	1,20	1,20
14	13	4,57	4,56	2,20	2,15
13	12	4,56	4,55	2,15	2,15
12,2	12,1	1,20	1,42	1,50	1,50
12,1	12	1,42	1,41	1,50	1,50
12	11	4,55	4,55	2,15	2,15
11	10	4,55	4,55	2,15	2,15
10	21	4,55	4,54	1,70	1,70
21	22	4,54	5,19	1,70	1,85
25	24	1,20	1,90	2,00	2,00
24	23	1,90	2,33	2,00	2,40
23,1	23	1,20	2,86	0,90	2,40
23	22	2,86	4,27	2,40	3,40
22	26	5,19	3,23	3,40	1,40
26	27	3,23	3,03	1,40	1,20
27	28	3,03	3,64	1,20	1,20
28	29	3,64	3,98	1,20	1,20
29	30	3,98	5,49	1,20	2,25
30	31	5,49	6,07	2,25	2,35
31	32	6,07	7,37	2,35	3,40
32,4	32,3	1,20	2,19	2,00	2,00
32,3	32,2	2,19	3,09	2,00	2,25
32,2	32,1	3,09	3,95	2,25	3,10
32,1	32	3,95	4,23	3,10	3,40
42	41	1,20	1,20	1,50	1,50
41	40	1,20	1,20	1,50	1,50
40	39	1,20	1,22	1,50	1,50
39	38	1,22	1,20	1,50	1,50
38	37	1,20	1,29	1,50	1,60

Troço		he necessário (m)		he existente(m)	
		CVm	CVj	CVm	CVj
37	36	1,29	1,22	1,60	1,50
36	35	1,22	1,24	1,50	1,55
35,1	35	1,20	1,85	1,55	1,55
35	34	1,85	1,89	1,55	1,60
34,2	34,1	1,20	3,46	0,50	1,00
34,1	34	3,46	5,93	1,00	1,60
34	33	5,93	6,46	1,60	1,70
33	32	6,46	8,17	1,70	3,40
32	43	8,17	7,98	3,40	2,25
43	44	7,98	9,03	2,25	2,50
44	45	9,03	9,80	2,50	2,70
45	46	9,80	10,47	2,70	2,90
46	47	10,47	11,03	2,90	3,00
47	79	11,03	11,57	3,00	3,15
48	49	1,20	3,42	1,20	1,20
49	50	3,42	5,72	1,20	1,92
50	51	5,72	6,13	1,92	1,55
51,2	51,1	1,20	1,19	1,20	1,20
51,1	51	1,19	1,58	1,20	1,55
51	52	6,13	6,24	1,55	1,70
52	53	6,24	6,29	1,70	1,70
53	54	6,29	6,36	1,70	1,60
54	55	6,36	6,52	1,60	1,80
55,2	55,1	1,20	2,39	1,20	1,20
55,1	55	2,39	3,09	1,20	1,80
55	56	6,52	6,86	1,80	1,60
56	57	6,86	6,90	1,60	1,60
57	58	6,90	6,77	1,60	1,20
62	61	1,20	2,17	1,20	1,70
61	60	2,17	2,32	1,70	1,40

Troço		he necessário (m)		he existente(m)	
		CVm	CVj	CVm	CVj
60,1	60	1,20	1,97	1,20	1,40
60	59	2,32	2,43	1,40	1,40
59	58	2,43	2,66	1,40	1,20
68	67	1,20	2,33	1,70	1,90
67	66	2,33	2,61	1,90	1,70
66,1	66	1,20	3,11	1,00	1,70
66	65a	3,11	3,54	1,70	1,50
65a	65	3,54	4,24	1,50	1,20
65	64	4,24	5,26	1,20	1,30
64	63	5,26	5,86	1,30	1,20
63	58	5,86	7,09	1,20	1,20
58	70	7,09	8,00	1,20	1,60
70	71	8,00	8,52	1,60	1,80
71	72	8,52	9,39	1,80	1,40
72	73	9,39	9,65	1,40	1,60
73	74	9,65	9,96	1,60	1,85
74	75	9,96	10,68	1,85	2,80
75	76	10,68	11,28	2,80	2,40
76	77	11,28	11,66	2,40	3,10
77	78	11,66	11,96	3,10	2,90
78	79	11,96	11,99	2,90	3,15
79	ETAR	11,99	11,57	3,15	2,70

Ou seja, seria necessária uma escavação adicional de aproximadamente 254 m.

A análise da Tabela 6.6 permite verificar que, na generalidade dos troços, o caudal em tempo chuvoso aumenta cerca de 1,5 e 2 vezes relativamente ao do período seco, atingindo, à entrada da ETAR, 2,28 l/s e 2,89 l/s para as situações de infiltração intermédia e infiltração máxima, respectivamente.

A simulação estática dos 3 cenários permite verificar (Tabelas 6.7 a 6.9) que a infiltração na rede acaba por ser benéfica, uma vez que o número de troços em incumprimento relativamente a U e  $\tau$  passa de 63 (cenário 1) para 54 (cenário 2) e 49 (cenário 3). Ou seja, o aumento da infiltração de 52,7% (cenário 2) para 92,8% (cenário 3) não traz grande melhoria no funcionamento da rede (apenas houve melhoria no funcionamento de 5 troços).

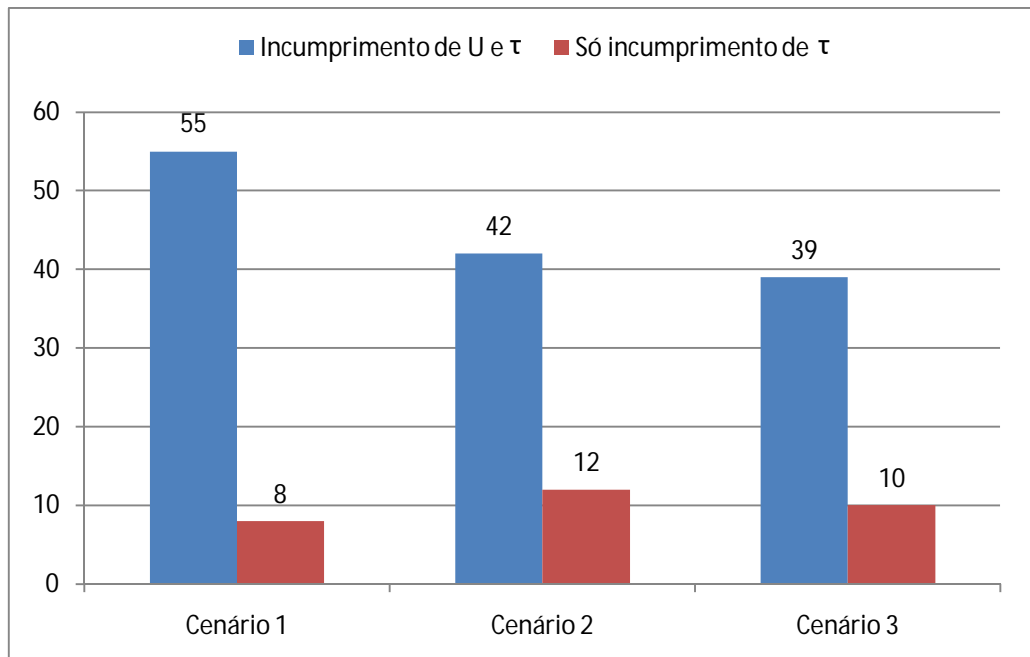


Figura 7.2 - Variação do número de troços em incumprimento para os 3 cenários de infiltração

Ou seja, a simulação estática apenas permite deduzir que a maioria dos troços da rede ou foi dimensionada para caudais muito superiores aos que são detectados (mesmo com a infiltração detectada), o que seria incompreensível face à população fixa e flutuante afectas às duas bacias drenantes, ou foi concebida e construída com inclinações de colectores e profundidades de escavação de CV desapropriadas. Só uma simulação dinâmica, ainda que aproximada, do funcionamento hidrodinâmico da rede para os 3 cenários poderá clarificar estas dúvidas, nomeadamente se, em cenário de infiltração, houve extravasamento através das CV.

A modelação da área de estudo com o SWMM permitiu uma visualização 2D dos troços, permitindo ter uma melhor percepção das características de cada troço, como a inclinação e as diferentes velocidades, bem como a não verificação de critérios de acordo com o caudal de operação.

A Figura 6.3, que corresponde ao Desenho 1 do Anexo IV, mostra qual a inclinação de cada colector, verificando que a maioria dos troços apresenta inclinação baixa e os troços 51,2-51,32,1-32 e 33-32 apresentam uma inclinação superior a 10%. As Figuras 6.4. a 6.6., que correspondem aos Desenhos 2, 3 e 4 do Anexo IV, mostram que os troços com maior escoamento são o CV32 a CV79, CV58 a CV79 e CV79 a ETAR, este último juntando as várias confluências da rede. O troço mais desfavorável é o CV32 a ETAR. As Figuras 6.7. a 6.9., que correspondem aos Desenhos 5, 6 e 7 do Anexo IV, mostram a variação da velocidade ao longo dos troços para os diferentes cenários, verificando-se as seguintes desconformidades:

- Cenário 1: 64 troços têm velocidades abaixo da mínima (0.6 m/s).
- Cenário 2: 55 troços têm velocidades abaixo da mínima (0.6 m/s).

- Cenário 3: 47 troços têm velocidades abaixo da mínima (0.6 m/s).

Ou seja, comparando os resultados do ponto 6.4. e a discussão realizada sobre a simulação estática dos 3 cenários, confirma-se o deficiente funcionamento da rede em 64, 55 e 47 troços para os cenários 1, 2 e 3, respectivamente, estando esta situação relacionada com existência de inclinações inferiores às necessárias e da necessidade de alterar a profundidade de escavação de 64 CV.

Na Figura 7.3 apresenta-se o perfil longitudinal do troço mais desfavorável para o cenário mais desfavorável, que será neste caso o cenário 3 (caudal com infiltração máxima). Este perfil longitudinal permite-nos observar que o caudal operacional no cenário 3 permite uma altura de água que ocupa cerca de metade da altura do colectores, verificando que o caudal não é suficiente para fazer transbordar as CV desse troço.

Ou seja, a rede, mesmo com infiltração máxima, tem capacidade para transportar o caudal até à ETAR sem haver extravassamento.

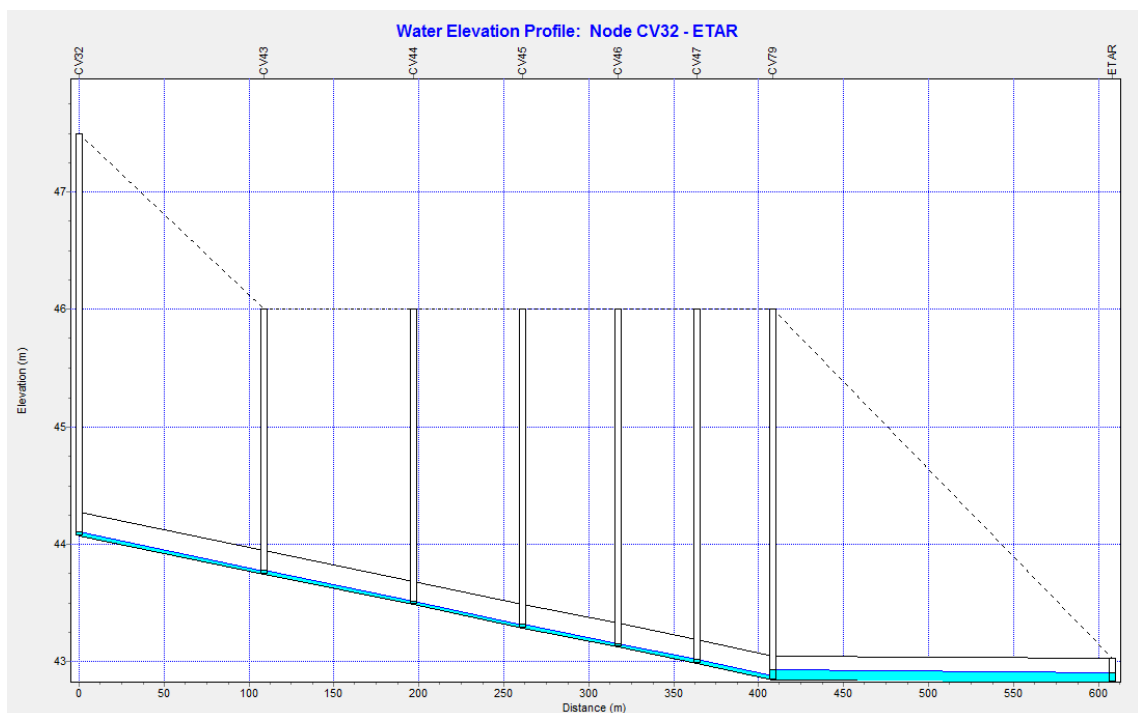


Figura 7.3 - Perfil longitudinal do troço mais desfavorável (CV32 a ETAR).

# Capítulo 8

## Conclusões e trabalho futuro

### 8.1. Conclusões

A entrada de caudais pluviais na rede de drenagem de águas residuais é comum e difícil de estimar, podendo afectar negativamente o funcionamento da rede e o tratamento a jusante, bem como aumentar os encargos para operação e manutenção dos sistemas de águas residuais.

Os resultados deste estudo permitem concluir que a rede de drenagem de águas residuais de Vila Fernando e Vila Fernando Gare, foi, por um lado, sobredimensionada face à população existente e caudais de águas residuais expectáveis, e, por outro, apresenta deficiências constitutivas que não permitem um bom desempenho hidráulico em 64 dos 102 troços que a compõem (segundo a modelação).

Os resultados obtidos para o escoamento superficial na bacia drenante de caudal de águas residuais medido à entrada da ETAR indicam que a infiltração média de águas pluviais foi de cerca de 34 m<sup>3</sup>/d (i.e., em média, 52,2% do caudal detectado à entrada da ETAR era pluvial). A infiltração foi mais relevante para escoamentos superficiais superiores a 2100 m<sup>3</sup>/d.

O caudal médio de águas residuais de tempo seco (quase exclusivamente de origem doméstica) foi de 17,4 m<sup>3</sup>/d, cerca de 33% do valor mínimo admitido no projecto da ETAR (53 m<sup>3</sup>/d), o que pode ser explicado pela falta de ligações previstas para a ETAR.

Em 63 dos troços os valores de  $U$  e  $\tau$  estão em desconformidade com os critérios de velocidade ( $0,6 \leq U \leq 3$  m/s) e tensão de arrastamento ( $\tau \geq 1,5$  N/m<sup>2</sup>), ou seja, 62% dos troços necessitariam de uma inclinação de colector superior à instalada.

A simulação estática dos 3 cenários permite verificar que a infiltração na rede acaba por ser benéfica, uma vez que o número de troços em incumprimento relativamente a  $U$  e  $\tau$  passa de 63 (cenário 1) para 54 (cenário 2) e 49 (cenário 3). No entanto, o aumento da infiltração de 52,7% (cenário 2) para 92,8% (cenário 3) não traz grande melhoria no funcionamento da rede (apenas houve melhoria no funcionamento de 5 troços). A modelação dinâmica com o SWMM permitiu confirmar o deficiente funcionamento de 64 troços dos 102 em funcionamento.

A rede de drenagem está sobredimensionada para os caudais de águas residuais gerados nas duas povoações, permitindo, inclusive, o escoamento de um caudal de infiltração de 92,8% sem haver extravasamento nas caixas de vista. A instalação de diâmetros de colector inferiores ao mínimo regulamentar (200 mm) poderia levar ao melhoramento da velocidade e da tensão de arrastamento.

Por outro lado, a rede foi concebida e construída com inclinações de colectores e profundidades de escavação nas CV desapropriadas. Seria necessário aumentar a inclinação dos colectores em 64 troços o que implicaria o aumento da profundidade das respectivas caixas de vistas e uma escavação suplementar de 254 m.

A solução para o bom funcionamento da rede face às condições de operação actuais, seria a sua reparação para minimizar a infiltração de águas pluviais, introduzindo, por exemplo, colectores de PEAD, e para melhor funcionamento hidráulico, aumentando a inclinação dos colectores em 64 troços e a profundidade das caixas de visita.

## **8.2. Perspectivas de Trabalho Futuro**

Seguidamente, resume-se os trabalhos complementares que poderiam dar continuidade a este estudo:

- Medição da pluviosidade na bacia drenante de Vila Fernando e do caudal na rede de colectores com ligação à ETAR de Vila Fernando, para melhor quantificar a infiltração.
- Estabelecimento de relações entre o escoamento superficial na bacia de drenagem de Vila Fernando e o caudal de infiltração que chega à ETAR, a partir de dados experimentais.
- Realização de ensaios de traçagem nos troços de colector mais problemáticos para avaliar a extensão de depósitos de material e do curto-circuito hidráulico.
- Modelação dinâmica da rede com inclusão do escoamento em cada sub-bacia de drenagem associada a cada caixa de visita.

# BIBLIOGRAFIA

- 1) Albuquerque A. (2003). Tratamento de águas residuais. 2ª Versão, UBI, Covilhã, 167 pp.
- 2) Amorim, J. Z., Ferreira, F., Matias, N., Marquês, R., Póvoa, P., & Matos, J. (2009). Simulação dinâmica de sistemas de saneamento: Caso de estudo em Lisboa. *Águas e Resíduos*, Série III, Nº 10, 17-25.
- 3) Amorim H. (2007). Afluências indevidas aos sistemas de drenagem de águas residuais. Tese de Mestrado, DEC, FEUP, Porto, 117pp.
- 4) Atkins-Coba-Hidra-ProSistemas (2003). ETAR do Albardo / Vila Fernando - Empreitada de Saneamento 11. Memória descritiva. Projecto de execução. Subsistema do Alto Zêzere. Vol. I, Tomo 4, Abril de 2003, Consórcio Atkins-Coba-Hidra-ProSistemas, Lisboa.
- 5) Cardoso A., Prigiobbe V., Giulianelli M., Baer E., De Bénédittis J., Coelho S.T. (2005). Assessing the impact of infiltration and exfiltration in sewer systems using performance indicators: case studies of the APUSS project. *Actas da 10th ICUD Conference*, 21 a 26 de Agosto, Copenhaga, Dinamarca, 8 p.
- 6) Cardoso M. A., Almeida M. C. e Coelho S. (2002). Avaliação do impacto da infiltração no desempenho de sistemas de drenagem urbana. *Actas do 10º ENASB/SILUBESA*, Braga, 16-19 de Setembro de 2002, 17 p.
- 7) David L. M. (2005). Controlo da poluição das descargas de águas residuais em tempo de chuva. *Actas do Seminário sobre Aplicação em Portugal e na União Europeia das Directivas Incidentes no Ciclo Urbano da Água*. 19 a 21 de Setembro de 2005, UBI, Covilhã.
- 8) Decreto Regulamentar 23/95. Regulamento geral dos sistemas públicos e prediais de distribuição de água e de drenagem de águas residuais. DR I Serie B, 23 de Agosto de 1995, 5284-5319.
- 9) Decreto-Lei 236/98. Normas, critérios e objectivos de qualidade com a finalidade de proteger o meio aquático e melhorar a qualidade das águas em função dos seus principais usos. DR-I Serie A, 1de Agosto de 1998, 3676-3722.
- 10) Decreto-Lei 152/97. Tratamento de águas residuais urbanas. DR-I Serie A, 19 de Junho de 1997, 2959-2966.
- 11) DWA-A 118E (2006). Hydraulic dimensioning and verification of drain and sewer systems. Norma DWA, Hennef, Alemanha, 35 pp.
- 12) Ensinas M. (2009). Integração de modelos matemáticos de simulação de sistemas de drenagem urbana com sistemas de informação geográfica. Tese de Mestrado em Eng. Civil, ISR, Lisboa, 102 pp.
- 13) Franco E. J. (2004). Dimensionamento de bacias de retenção de água pluviais com base no método racional, Tese de mestrado, UFPR, Curitiba, Brasil.
- 14) Galvão A. e Matos J. (2006). Leitões de macrófitas: uma alternativa sustentável para o tratamento de efluentes de pequenos aglomerados. *Actas do I Encontro Técnico em Gestão e Tratamento de Água*, BIOTEMPO Consultoria, Braga.

- 15) Gamboa M., Almeida M. C., Matos M. R., Matos J. S. (2000). Controlo da descarga de excedentes no sistema de saneamento da Costa do Estoril - Diagnostico e formulação de recomendações estratégicas. 1º Relatório de Progresso - Caracterização e diagnóstico da situação actual. LNEC 324/00-NES, Lisboa.
- 16) INAG (2009). Inventário nacional de sistemas de abastecimento de água e de águas residuais de 2008 (INSAAR 2008). INAG, Lisboa.
- 17) INAG (2002). Inventário nacional de sistemas de abastecimento de água e de águas residuais de 2001 (INSAAR 2001). INAG, Lisboa.
- 18) INAG (2001). Programa nacional para o uso eficiente da água. ISA/LNEC, Instituto da Água, MAOT, Lisboa, 210 pp.
- 19) INE (2001). Censos 2001 - Resultados definitivos. Instituto Nacional de Estatística, Lisboa, 648 pp.
- 20) Kesik T. e Seymour K. (2003). Practical measures for the prevention of basement flooding due to municipal sewer surcharge. Relatório final, Canada Mortgage and Housing Corporation, Toronto, Canada, 91 pp.
- 21) Lencastre A. e Franco F. (1984). Lições de hidrologia. Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Lisboa.
- 22) MAOT (2000). Plano estratégico de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais (2000-2006) - PEAASAR. Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território. Lisboa, 143 pp.
- 23) MAOTDR (2007). Plano estratégico de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais (2007-2013) - PEAASAR II. Ministério do Ambiente, do Ordenamento do Território e do Desenvolvimento Regional, Lisboa, 172 pp.
- 24) NP EN 752-2 (1999). Norma portuguesa para sistemas públicos de drenagem de águas residuais. Parte 2: Requisitos de desempenho. Versão Portuguesa da Norma Europeia EN 752-2:1996. Instituto Português da Qualidade. Portugal.
- 25) Rossman L. A. (2004). Storm Water Management Model User's Manual. Version 5.0, Environmental Protection Agency, United States, 245pp.
- 26) Santos N. (2010). Estudo da influência de caudais pluviais na capacidade de tratamento do leito de macrófitas da ETAR de Vila Fernando. Tese de Mestrado de Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 103 pp.
- 27) Schulz N, Baur R. e Krebs P. (2005). Integrated modelling for the evaluation of infiltration effects. *Water Science & Technology*, 52, 5, 215-23.
- 28) Simões M. (2009). Avaliação da influência do tipo de enchimento no rendimento de leitos com escoamento subsuperficial e horizontal. Tese de Mestrado de Engenharia Civil, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 125 pp.
- 29) Sousa E.R. e Monteiro A. J. (2006). Órgãos Gerais dos Sistemas de Drenagem. Sebenta, IST, Lisboa, 40 pp.
- 30) Sousa E. e Matos J. S. (2006). Projecto de sistemas de drenagem de águas pluviais. Sebenta, IST, Lisboa, 38 pp.

- 31) Tchobanoglous G., Burton F. e Stensel, H. (2003). Wastewater engineering, Treatment, disposal, and reuse. Metcalf & Eddy, McGraw Hill, New York EUA, 1848 pp.
- 32) Vipulanandan C. e Ozgurel G. (2004). Methods to control leaks in sewer collection systems. Livro Branco, CIGMAT, Universidade do Texas, Houston, Texas, EUA, pp. 18.
- 33) White M., Johnson H., Anderson G. e Misstear B. (1997). Control of infiltration to sewers. Report 175, CIRIA, Reino Unido.

# **ANEXOS**

## **Anexo I**

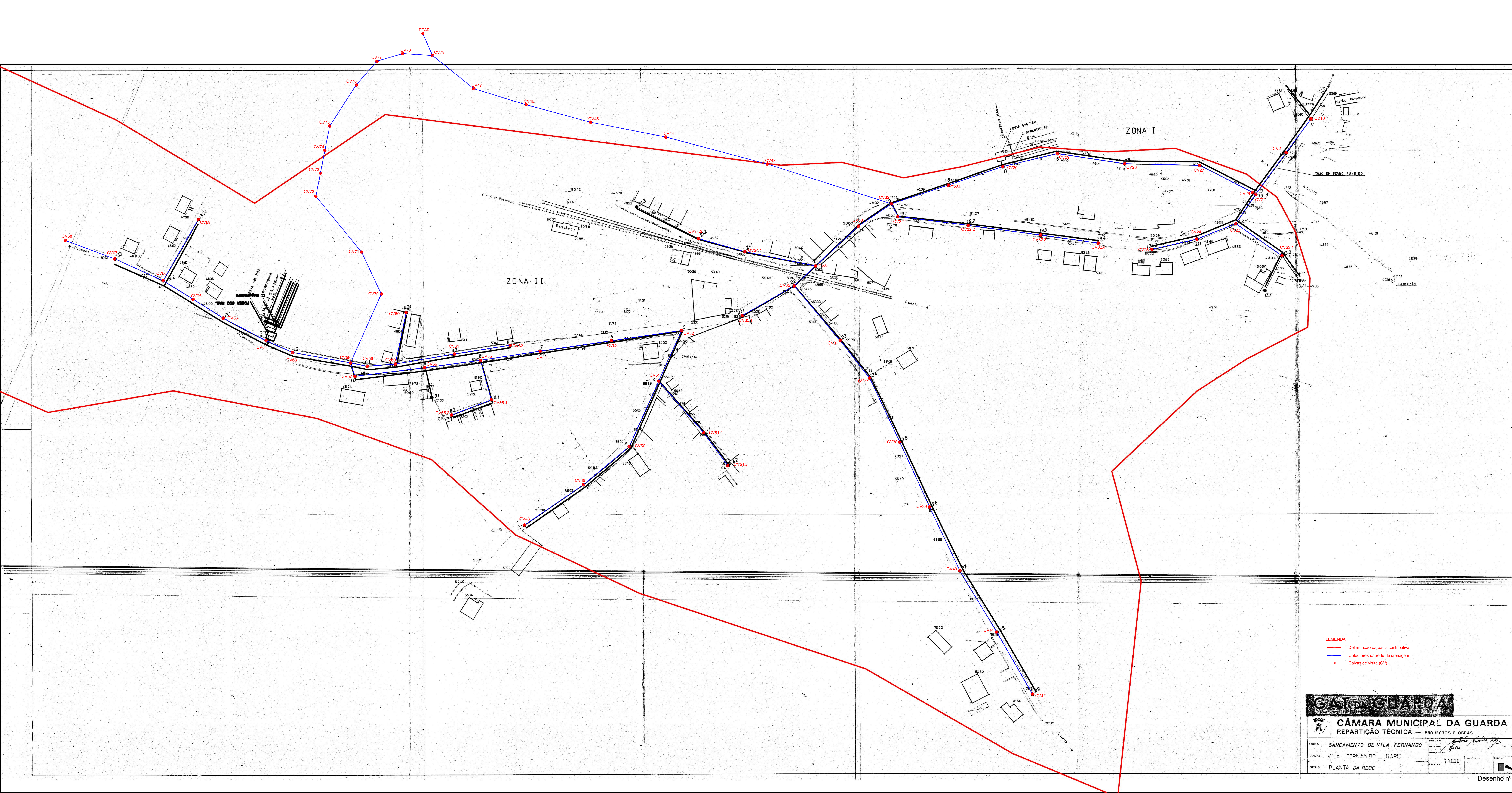
Dados de precipitação dos postos udométricos de Almeidinha, Codeceiro e Ramela

ALMEIDINHA (100/02UG)		CODECEIRO (10N/01UG)		RAMELA (11N/01UG)	
Data	Precipitação média mensal (mm)	Data	Precipitação média mensal (mm)	Data	Precipitação média mensal (mm)
Janeiro de 2008	1,984	Janeiro de 2008	1,830	Janeiro de 2008	2,716
Fevereiro de 2008	1,638	Fevereiro de 2008	1,562	Fevereiro de 2008	2,417
Março de 2008	0,971	Março de 2008	0,971	Março de 2008	0,597
Abril de 2008	3,780	Abril de 2008	4,940	Abril de 2008	4,767
Mai de 2008	2,116	Mai de 2008	2,577	Mai de 2008	2,239
Junho de 2008	0,293	Junho de 2008	0,797	Junho de 2008	0,260
Julho de 2008	0,003	Julho de 2008	0,229	Julho de 2008	0,000
Agosto de 2008	0,103	Agosto de 2008	0,168	Agosto de 2008	0,068
Setembro de 2008	0,843	Setembro de 2008	1,103	Setembro de 2008	1,363
Outubro de 2008	1,255	Outubro de 2008	1,081	Outubro de 2008	1,429
Novembro de 2008	0,963	Novembro de 2008	1,780	Novembro de 2008	1,183
Dezembro de 2008	1,558	Dezembro de 2008	2,152	Dezembro de 2008	2,942
Janeiro de 2009	3,177	Janeiro de 2009	4,529	Janeiro de 2009	4,326
Fevereiro de 2009	1,504	Fevereiro de 2009	1,604	Fevereiro de 2009	2,079

ALMEIDINHA (100/02UG)		CODECEIRO (10N/01UG)		RAMELA (11N/01UG)	
Data	Precipitação média mensal (mm)	Data	Precipitação média mensal (mm)	Data	Precipitação média mensal (mm)
Março de 2009	0,542	Março de 2009	0,545	Março de 2009	0,628
Abril de 2009	1,000	Abril de 2009	1,893	Abril de 2009	0,000
Mai de 2009	0,929	Mai de 2009	0,868	Mai de 2009	0,416
Junho de 2009	0,913	Junho de 2009	0,920	Junho de 2009	1,360
Julho de 2009	0,329	Julho de 2009	0,365	Julho de 2009	0,390
Agosto de 2009	0,135	Agosto de 2009	0,290	Agosto de 2009	0,200
Setembro de 2009	0,660	Setembro de 2009	0,200	Setembro de 2009	0,287
Outubro de 2009	2,342	Outubro de 2009	0,426	Outubro de 2009	4,016

## **Anexo II**

Peças desenhadas



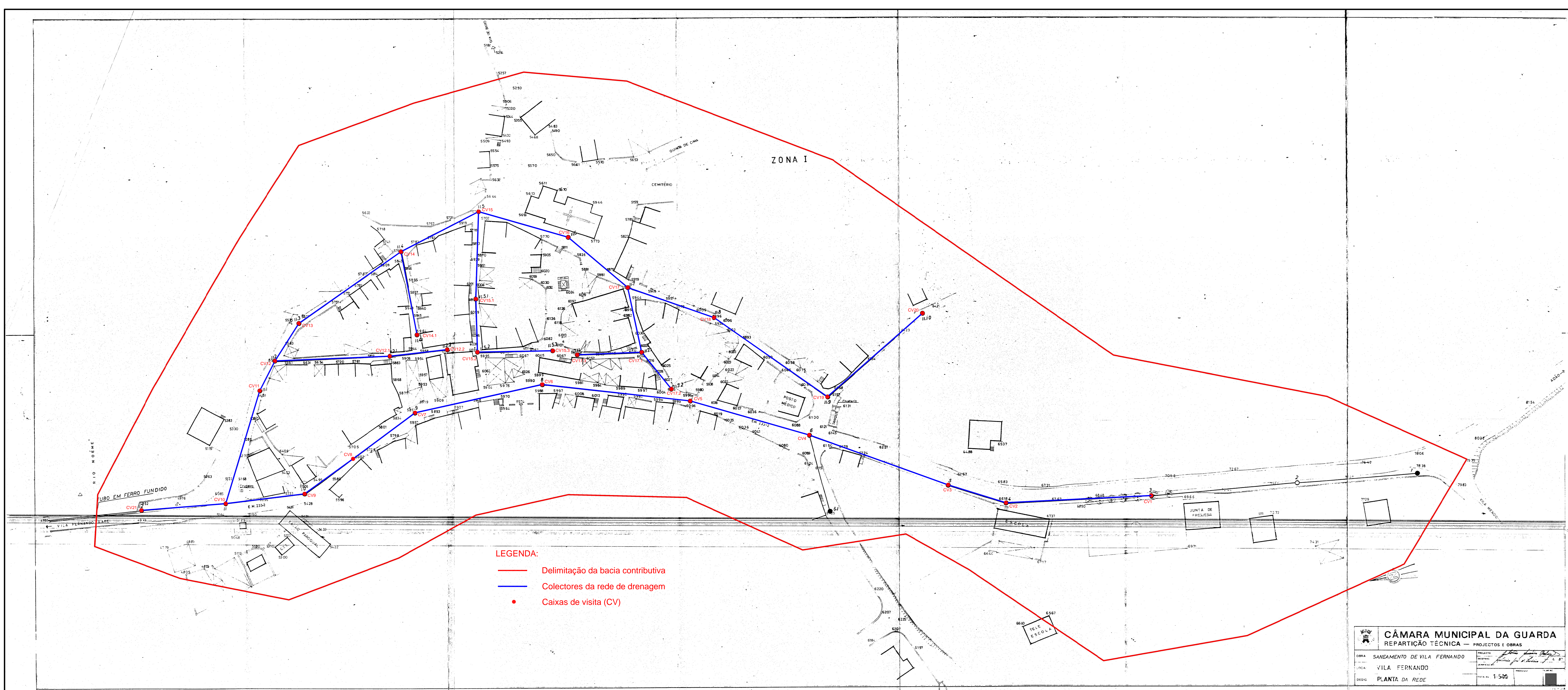
LEGENDA:  
 — Delimitação da bacia contributiva  
 — Colectores da rede de drenagem  
 • Caixas de visita (CV)

**GAT DA GUARDA**  
**CÂMARA MUNICIPAL DA GUARDA**  
 REPARTIÇÃO TÉCNICA — PROJECTOS E OBRAS

OBRA: SANEAMENTO DE VILA FERNANDO  
 LOCAL: VILA FERNANDO — GARE  
 DESIG: PLANTA DA REDE

1:1000

Desenho nº 2



ZONA I

- LEGENDA:**
- Delimitação da bacia contributiva
  - Colectores da rede de drenagem
  - Caixas de visita (CV)

<b>CÂMARA MUNICIPAL DA GUARDA</b>	
REPARTIÇÃO TÉCNICA — PROJECTOS E OBRAS	
OBRA: SANEAMENTO DE VILA FERNANDO	PROJETO: <i>António Manuel (assinatura)</i>
LOCAL: VILA FERNANDO	ESCALA: <i>António Manuel (assinatura)</i>
DESIGNAÇÃO: PLANTA DA REDE	ESCALA: 1:500

## **Anexo III**

Concepção da modelação

### III.1. Concepção do modelo da rede

O primeiro passo consistiu em criar um novo projecto no SWMM e seleccionar certas opções padrão, seguindo os seguintes passos:

- 1) Iniciou-se o EPA SWMM e seleccionou-se **File >> New** do menu principal para criar um novo projecto.
- 2) Seleccionou-se **Project >> Defaults** para abrir a janela de definições das opções padrão do projecto.
- 3) Nesta janela (Figura III.1) definiram-se os prefixos de identificação dos objectos, assim como de novos objectos que o programa cria automaticamente (os objectos são criado com números consecutivos após o prefixo designado).

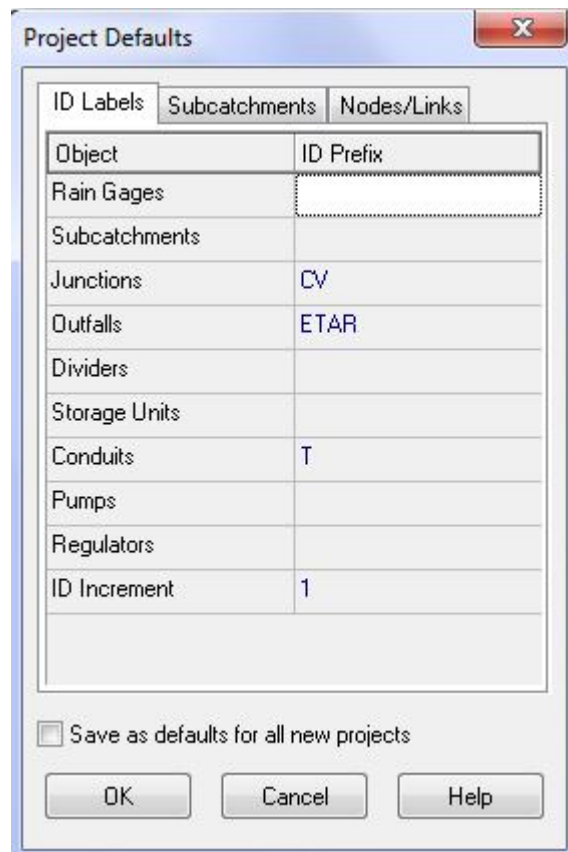


Figura III.1 - Prefixos de identificação dos objectos.

- 4) Na página “Nodes/Links” da mesma janela colocaram-se os valores e definições que se apresentam na Figura III.2 e Figura III.3.

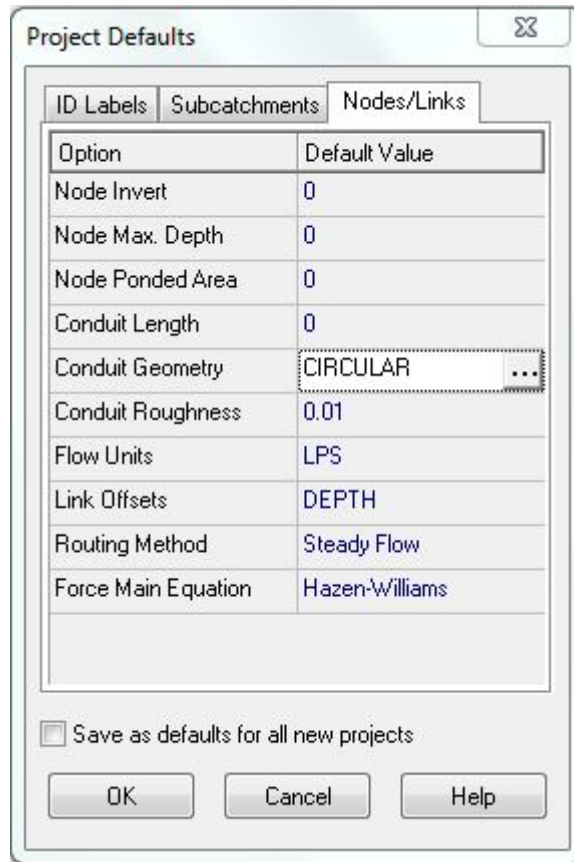


Figura III.2 - Configuração das CV e colectores.

Conduit Geometry <Carregar para editar>

- Barrels 1
- Shape Circular
- Max. Depth 0.2

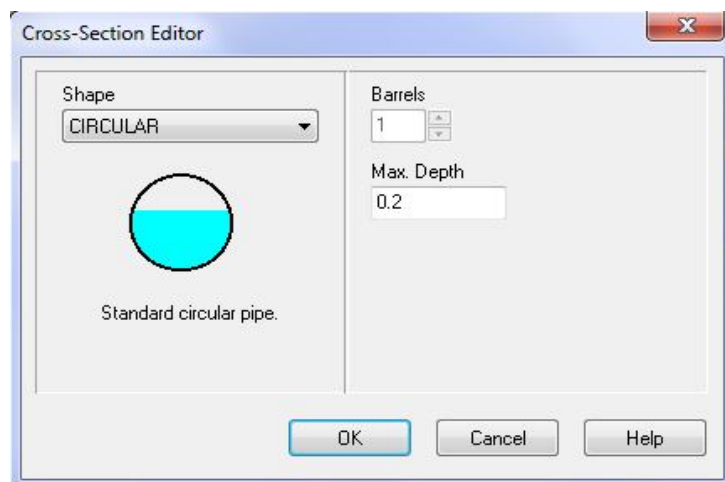


Figura III.3 - Geometria do colector.

- 5) Selecciona-se “OK” para aceitar as escolhas e fechar a janela. Para guardar estas opções para futuros projectos, basta assinalar a caixa existente na parte inferior da janela “**Project Defaults**”.

Seguidamente definiram-se as opções de visualização do mapa, para que sejam exibidas as identificações dos objectos quando estes são adicionados na área de estudo e para que as condutas possuam setas indicativas do sentido do escoamento.

- 1) Seleccionou-se **Tools >> Map Display Options** para abrir a janela de definições das opções do mapa.
- 2) Em seguida seleccionou-se a página “Nodes” e definiu-se o tamanho do nó (“Node Size”) como 3 (Figura III.4).

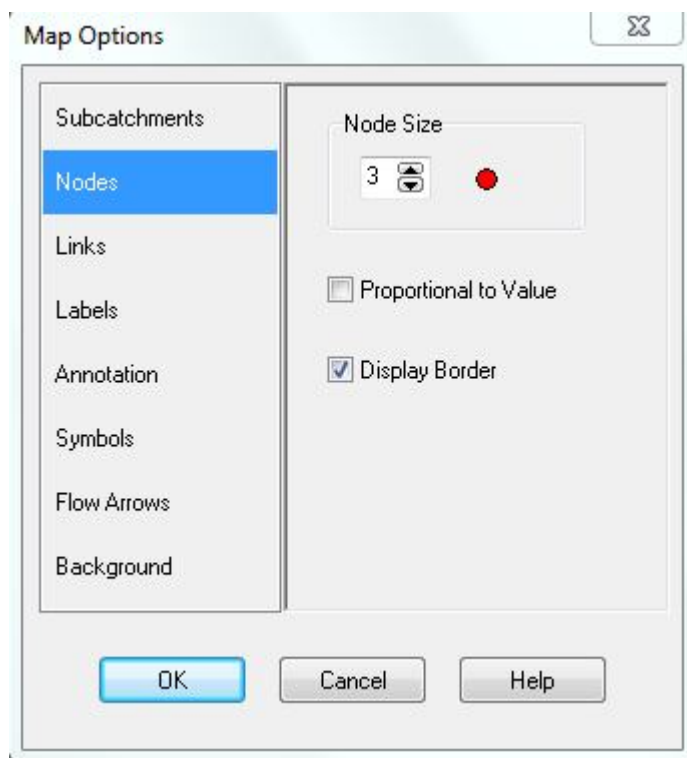


Figura III.4 - Definição dos nós (nodes).

- 3) Seleccionou-se “Annotation” e a caixa dos nós (nodes), de forma que as suas etiquetas fossem exibidas, deixando as restantes caixas em branco (Figura III.5).

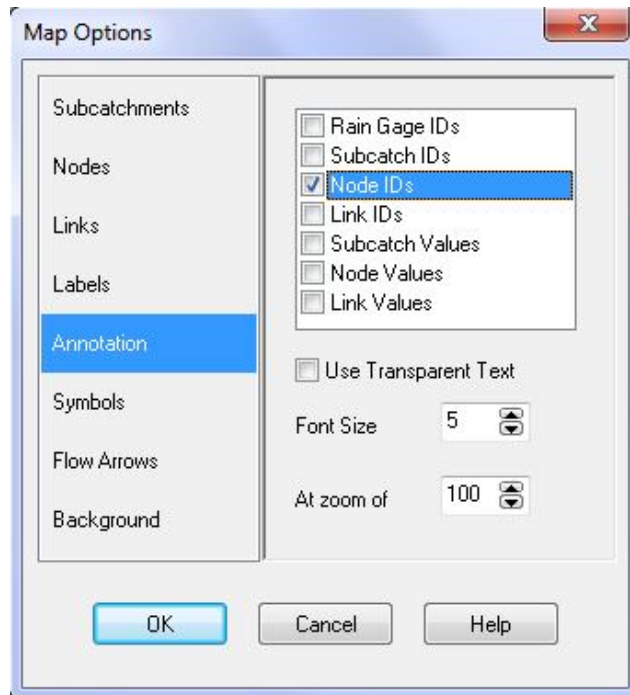


Figura III.5 - Definição do sistema de drenagem para a sua visualização no mapa.

- 4) Seguidamente seleccionou-se “Flow Arrows”, e escolheu-se o “Arrow Style” como Filled e definiu-se o tamanho da seta como 7 (Figura III.6).

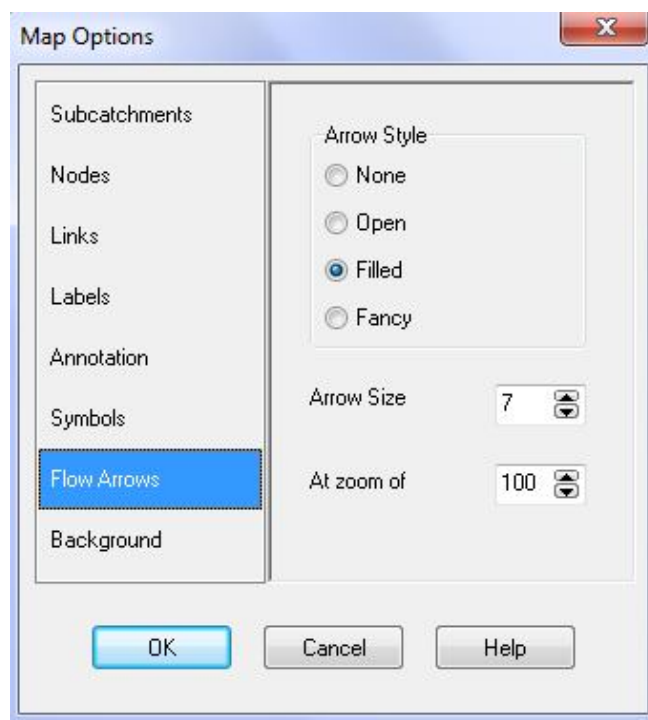


Figura III.6 - Definição de “Flow Arrows” (sentido do escoamento).

- 5) Carregou-se em "OK" para aceitar as opções escolhidas e fechar a janela.

Antes de colocar os objectos no mapa definiram-se as suas dimensões.

- 1) Seleccionou-se **View >> Dimensions** para abrir a janela.
- 2) Introduziram-se os valores da dimensão do mapa e as unidades em metros (Figura III.7).

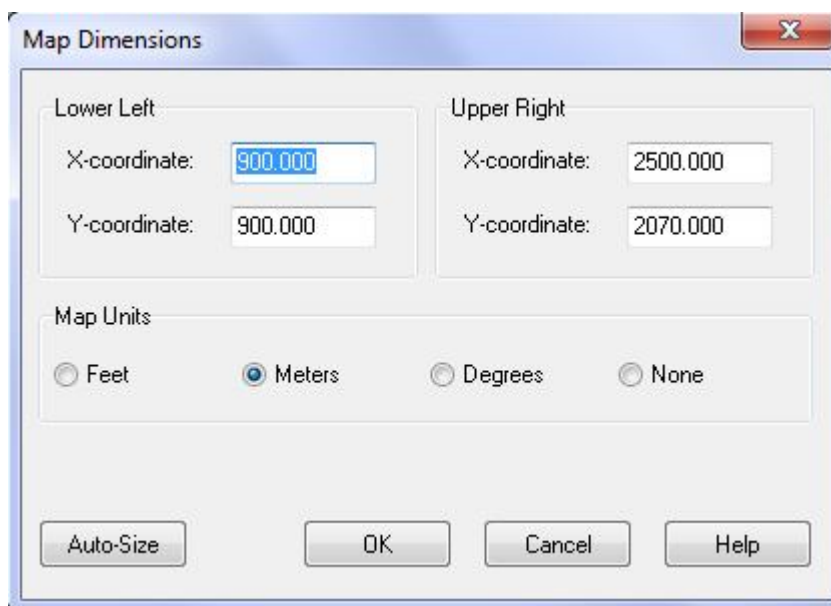


Figura III.7 - Dimensões e unidades do mapa.

Por último, alterou-se na barra do estado (parte inferior da janela principal) a opção "Auto-Lengh" para "Off" e "Flow Units" para "LPS".

O passo seguinte consistiu em desenhar os objectos, introduzindo primeiramente as CV e a caixa de saída do sistema (ETAR), que compõe a rede de drenagem.

- 1) Seleccionou-se o botão  da barra de ferramentas, e carregou-se no mapa com o botão do lado esquerdo do rato.
- 2) Seguidamente, carregou-se em cima no nó com o botão do lado direito e seleccionaram-se as propriedades.
- 3) Introduziu-se em "X-Coordinate" e "Y-Coordinate" as coordenadas x e y do posicionamento do nó (Caixa de visita, Figura III.8).

Property	Value
Name	CV1
X-Coordinate	1055.276
Y-Coordinate	6055.276
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	0
Max. Depth	0
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
<p>X coordinate of junction on study area map</p>	

Figura III.8 - Propriedades do nó CV1-coordenadas XY.

- 4) Em seguida seleccionou-se "Inflows" para adicionar o caudal do respectivo nó (Caixa de visita).
- 5) Onde é mencionado "Baseline" introduziu-se o factor multiplicador de 1.
- 6) Seguidamente, carregou-se na parcela que menciona "Baseline Pattern" para introduzir o nome, descrição e os valores de caudal que entraram nesta CV, bem como o período temporal da ocorrência do caudal (Figura III.9).

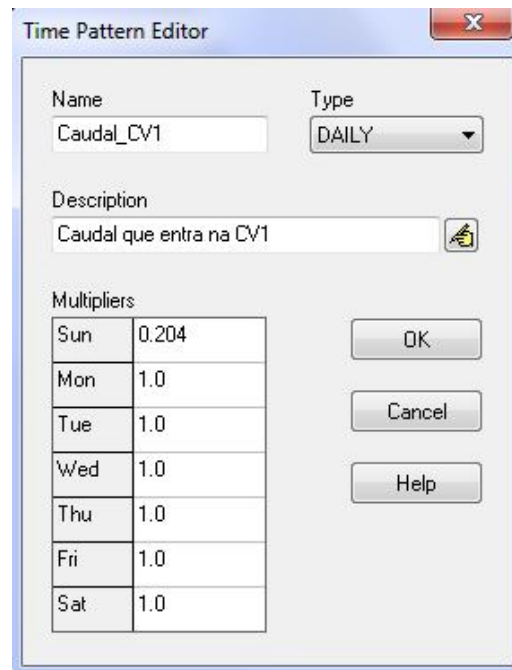



Figura III.9 - "Inflows" -Valores de caudal

- 7) Carregou-se "OK" para aceitar os dados introduzidos e fechar a janela.
- 8) De seguida, introduziu-se a cota de soleira da CV1 em "Invert El." e a profundidade (he) da CV1 em "Max. Depth" (Figura III.10).

Property	Value
Name	CV1
X-Coordinate	1000.000
Y-Coordinate	1000.000
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	67.45
Max. Depth	1.75
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0
Elevation of junction's invert (m)	

Figura III.10 - Propriedades do nó CV1-Cota de soleira e profundidade he.


- 9) Carregou-se na cruz no canto superior direito para fechar a janela, guardando os dados inseridos.
- 10) Repetiu-se este processo até ter todos os nós (CV) inseridos no mapa.
- 11) Carregou-se no botão  (caixa de saída - neste caso ETAR) da barra de ferramentas, e carregou-se no mapa com o botão do lado esquerdo do rato.
- 12) Seguidamente, carregou-se em cima da caixa de saída com o botão do lado direito e seleccionou-se as propriedades (Figura III.11).
- 13) Repetiu-se o procedimento como mencionado nos pontos anteriores 3) a 8).

Property	Value
Name	ETAR
X-Coordinate	1920.452
Y-Coordinate	1415.273
Description	
Tag	
Inflows	NO
Treatment	NO
Invert El.	42.82
Tide Gate	NO
Type	FREE
Fixed Outfall	
Fixed Stage	0
Tidal Outfall	
Curve Name	*
Time Series Outfall	
Series Name	*
Elevation of outfall's invert (m)	

Figura III.11 - Propriedades da caixa de saída (ETAR) - Coordenadas XY e cota de soleira.

- 14) Carregou-se na cruz no canto superior direito para fechar a janela, guardando os dados inseridos.

Em seguida efectuou-se a introdução dos colectores (Figura III.12).

- 1) Carregou-se no botão  da barra de ferramentas, e com o botão do lado esquerdo do rato carregou-se no mapa na caixa de visita a montante e depois na CV a jusante, de maneira a ficar definido o sentido do escoamento (de montante para jusante).
- 2) Seguidamente, carregou-se em cima do troço com o botão do lado direito e seleccionaram-se as propriedades.
- 3) Em seguida, na parcela "Length" introduziu-se o comprimento do colector e carregou-se na cruz no canto superior direito para fechar a janela, guardando os dados inseridos.

Conduit T1

Property	Value
Name	T1
Inlet Node	CV1
Outlet Node	CV2
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.2
Length	59.9
Roughness	0.010
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Flap Gate	NO
Culvert Code	
Conduit length (m)	

Figura III.12 - Propriedades do colector - introdução do comprimento do colector.

Por fim, efectuou-se a configuração para a simulação da rede de drenagem.

- 1) Carregou-se no painel "Data" do lado esquerdo e de seguida em "Options" (Figura III.13).

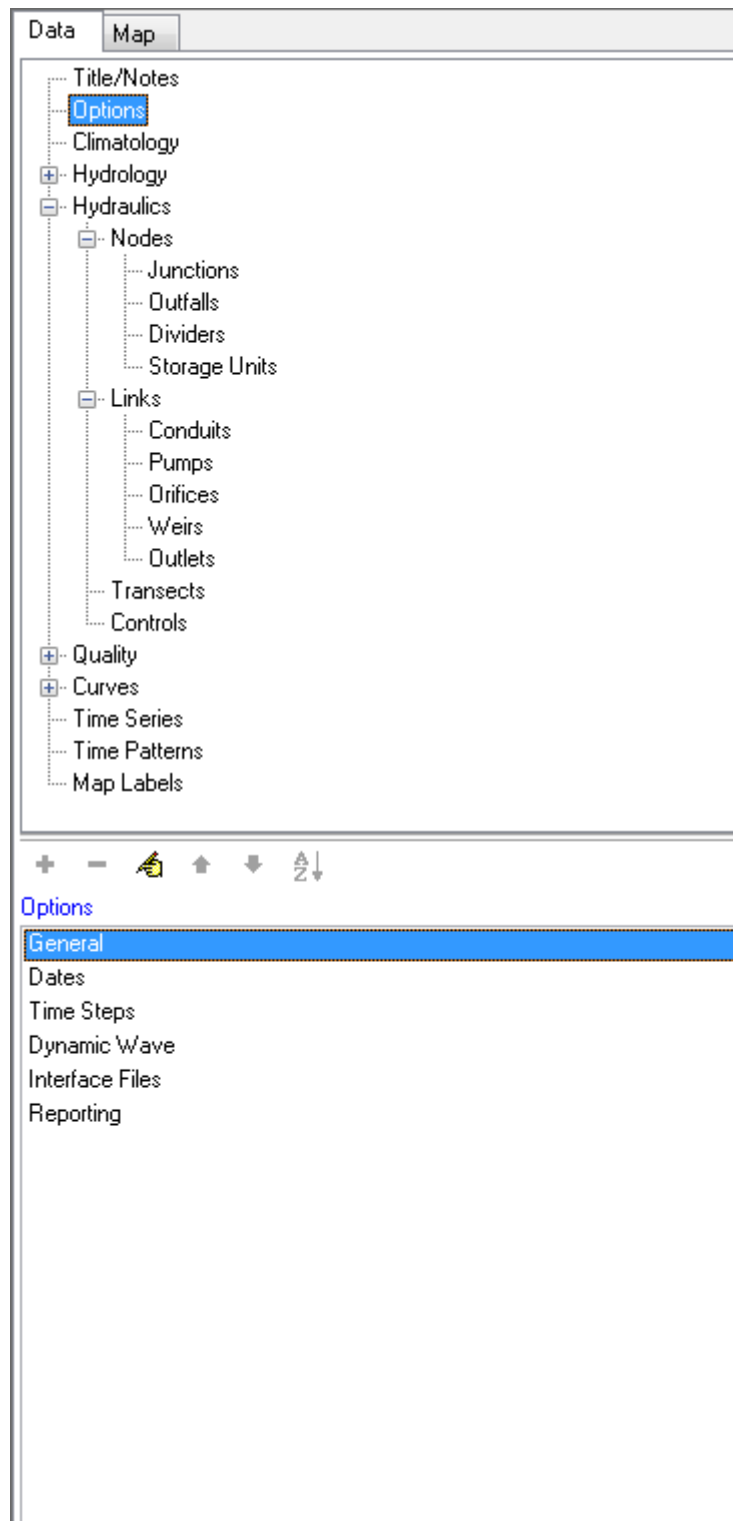


Figura III.13 - Data - Propriedades da modelação

- 2) Com o botão do lado esquerdo do rato, carregou-se com dois "clicks" em "General", e efectuou-se as selecções apresentadas na Figura III.14.

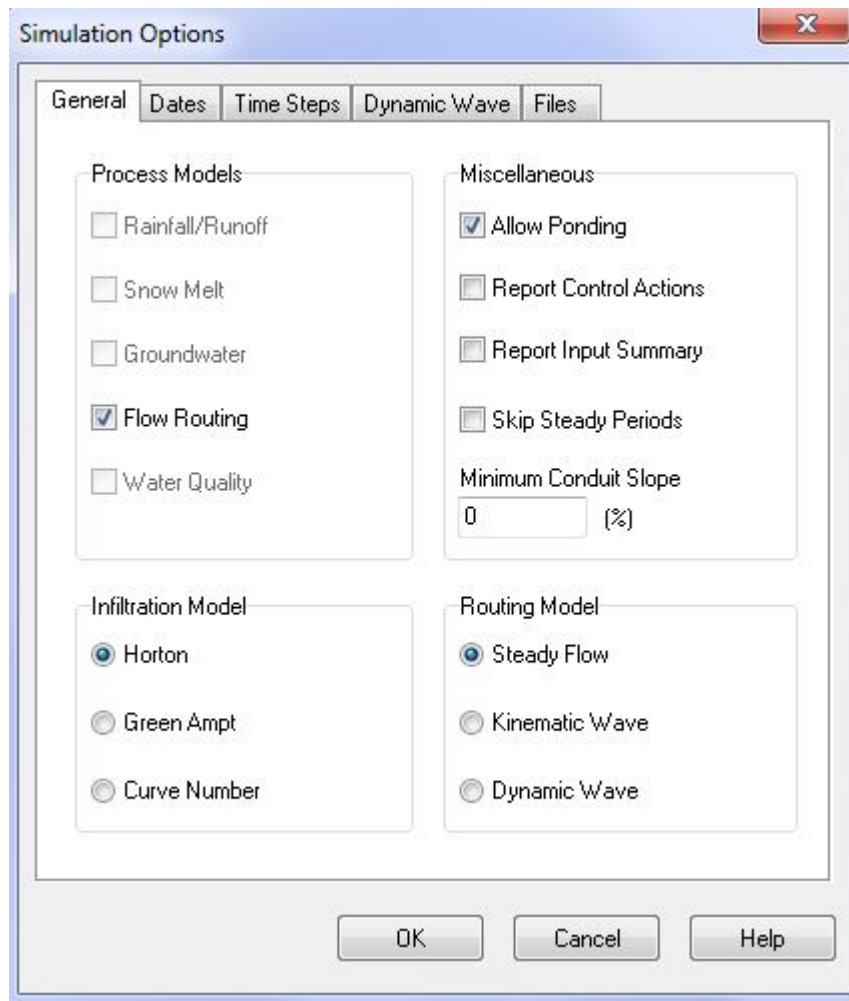


Figura III.14 - General - Propriedades da simulação.

- 3) De seguida, seleccionou-se o separador "Dates" e introduziu-se o registo temporal da simulação (Figura III.15).

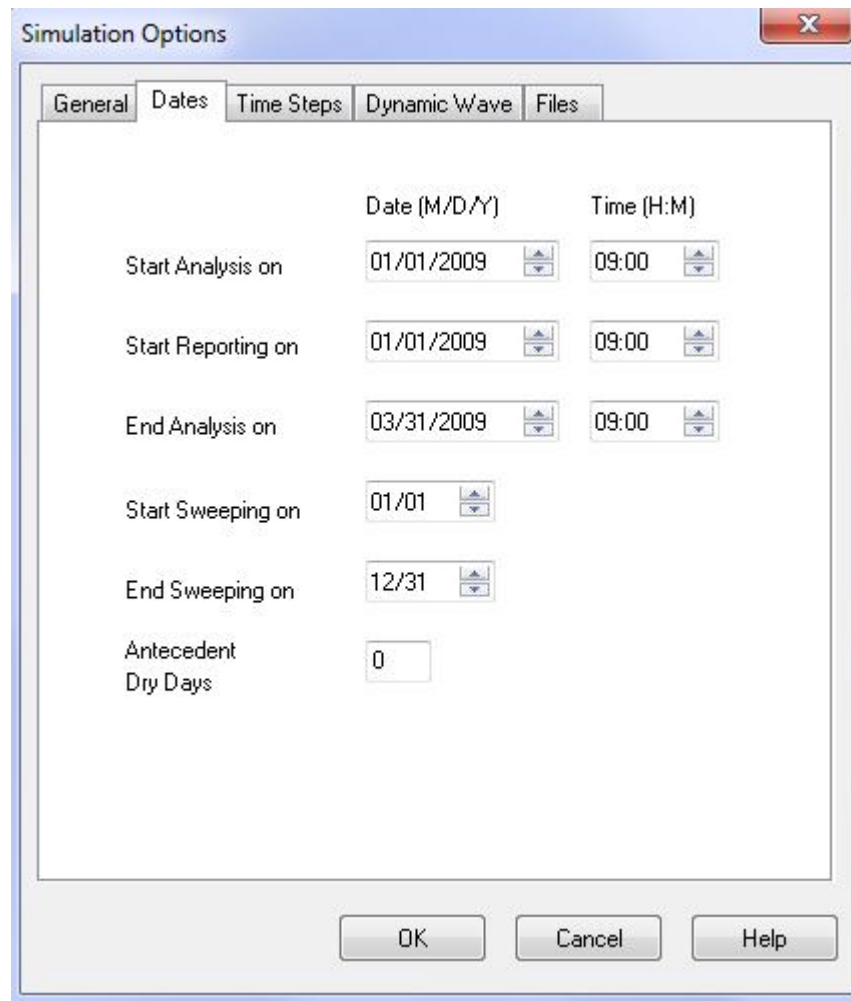


Figura III.15 - Dates - Registo temporal da simulação.

- 4) Seguidamente, seleccionou-se o separador "Time Steps" e introduziu-se o intervalo de tempo em que decorre a simulação (Figura III.16).

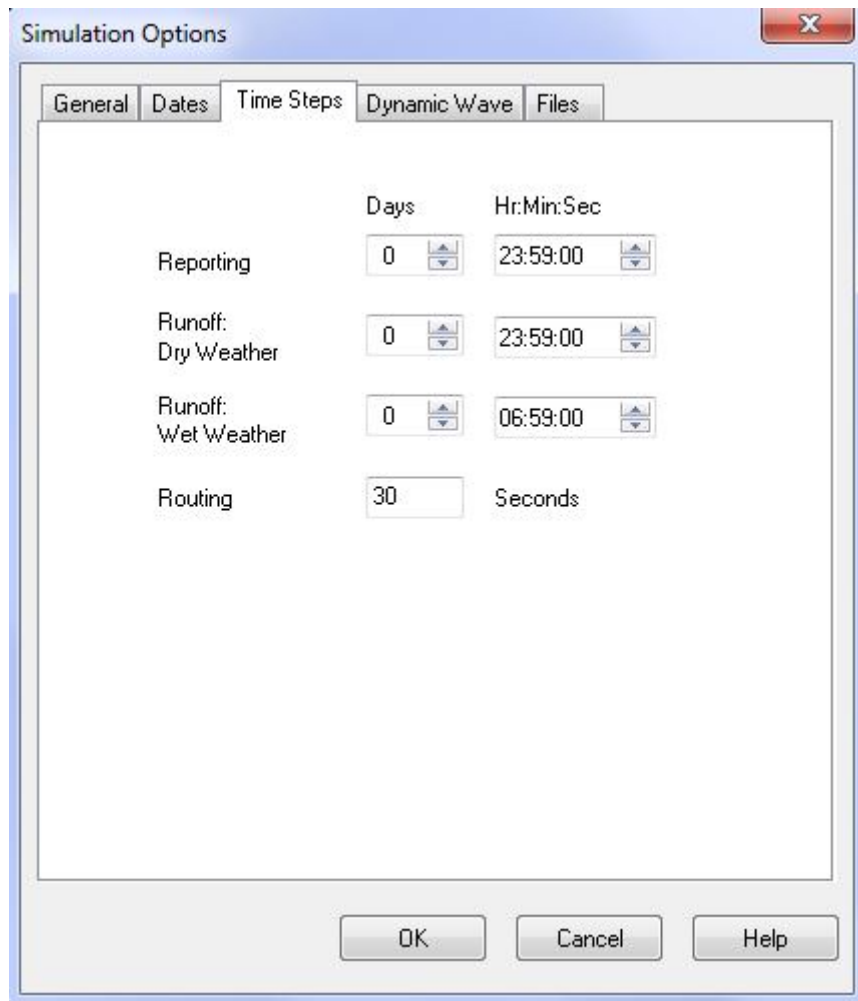


Figura III.16 - Time Steps - Intervalo de tempo em que ocorre a simulação.

- 5) De seguida seleccionou-se o separador "Dynamic Wave" e seleccionaram-se as caixas como se apresenta na Figura III.17.

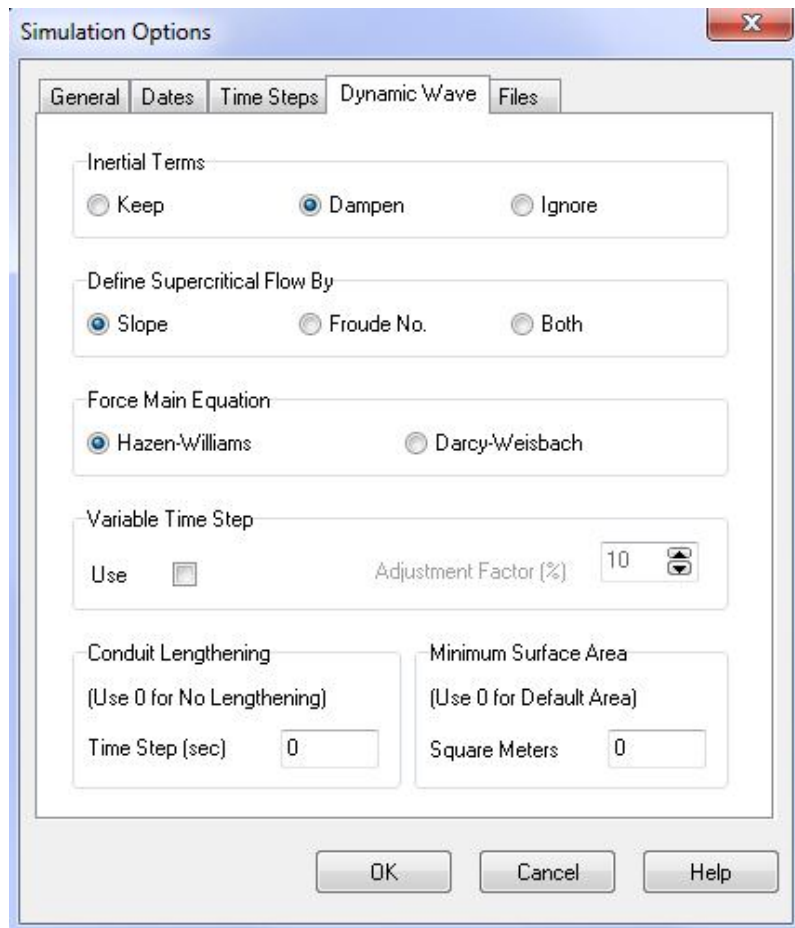



Figura III.17 - Dynamic Waves - Propriedades de escoamento.

6) Carregou-se "OK" para aceitar e fechar a janela, guardando os dados inseridos.

Ficou configurada a modelação, e carregou-se no botão  para iniciar a simulação (Figura III.18 e Figura III.19).

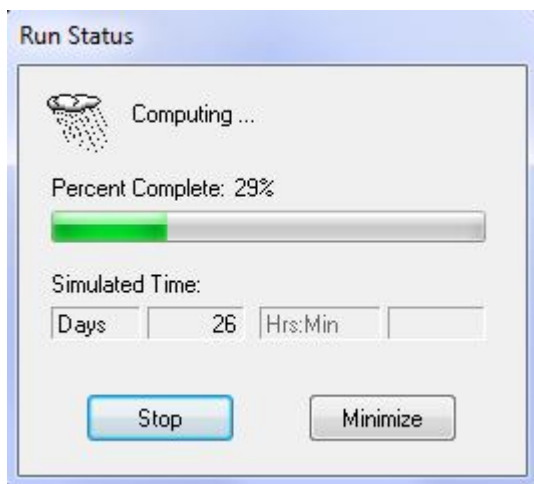


Figura III.18 - Modelação a decorrer.



Figura III.19 - Modelação Finalizada.

Para a obtenção dos dados da simulação, seleccionou-se o separador “Map” no painel lateral (Figura III.20), e onde menciona “Link” escolheram-se os parâmetros que se pretendia obter da simulação, neste caso a inclinação dos colectores (Slope), caudal (Flow) e velocidade (Velocity), e carregou-se no Play para iniciar a simulação.

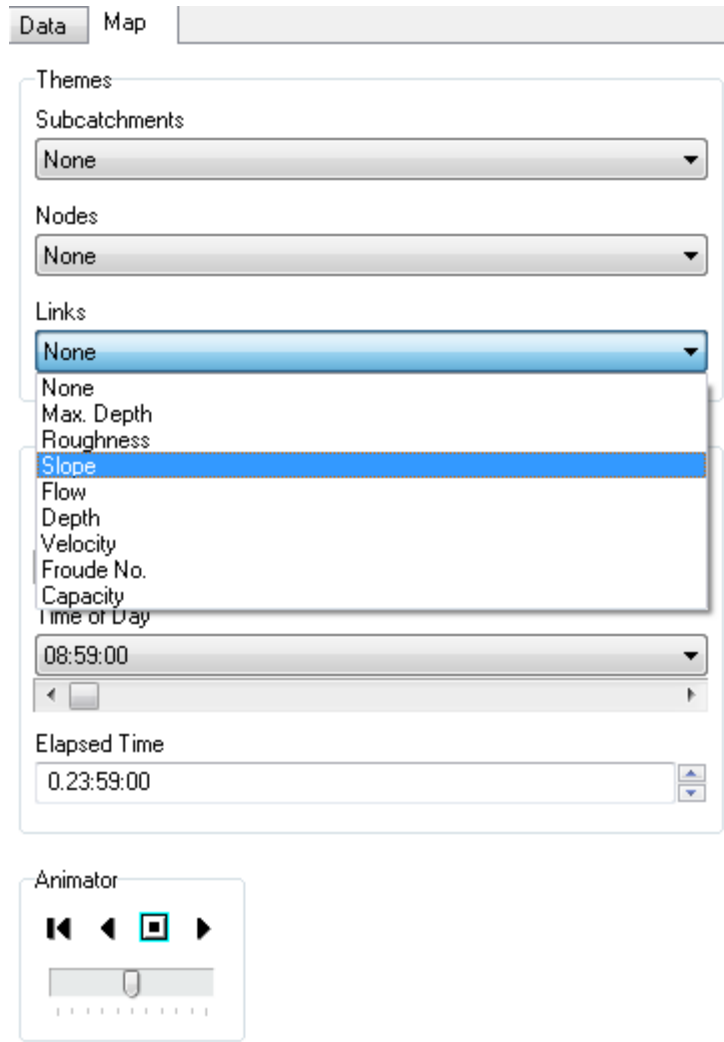
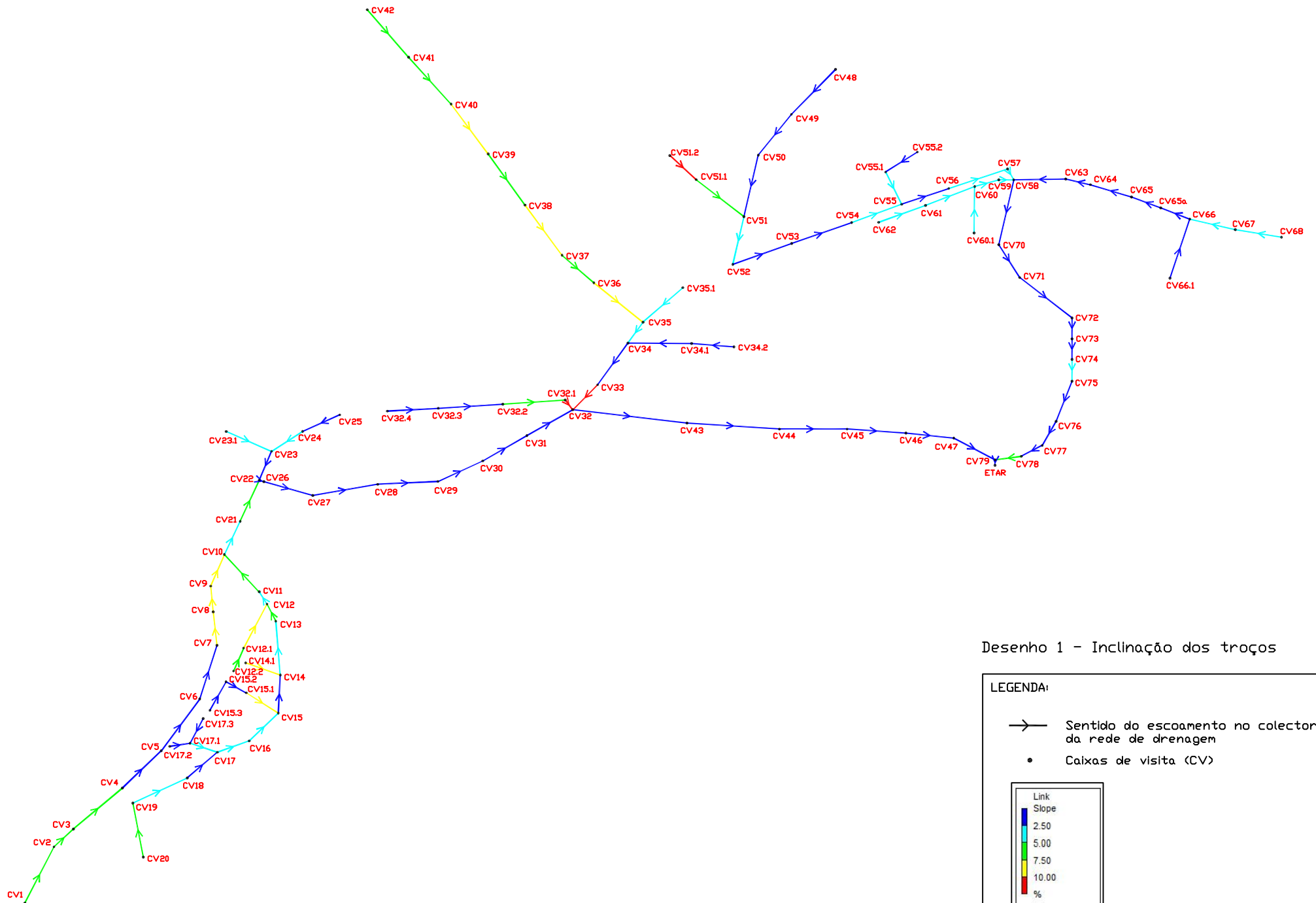


Figura III.20 - Selecção de dados para iniciação da simulação.

## **Anexo IV**

Resultados da modelação

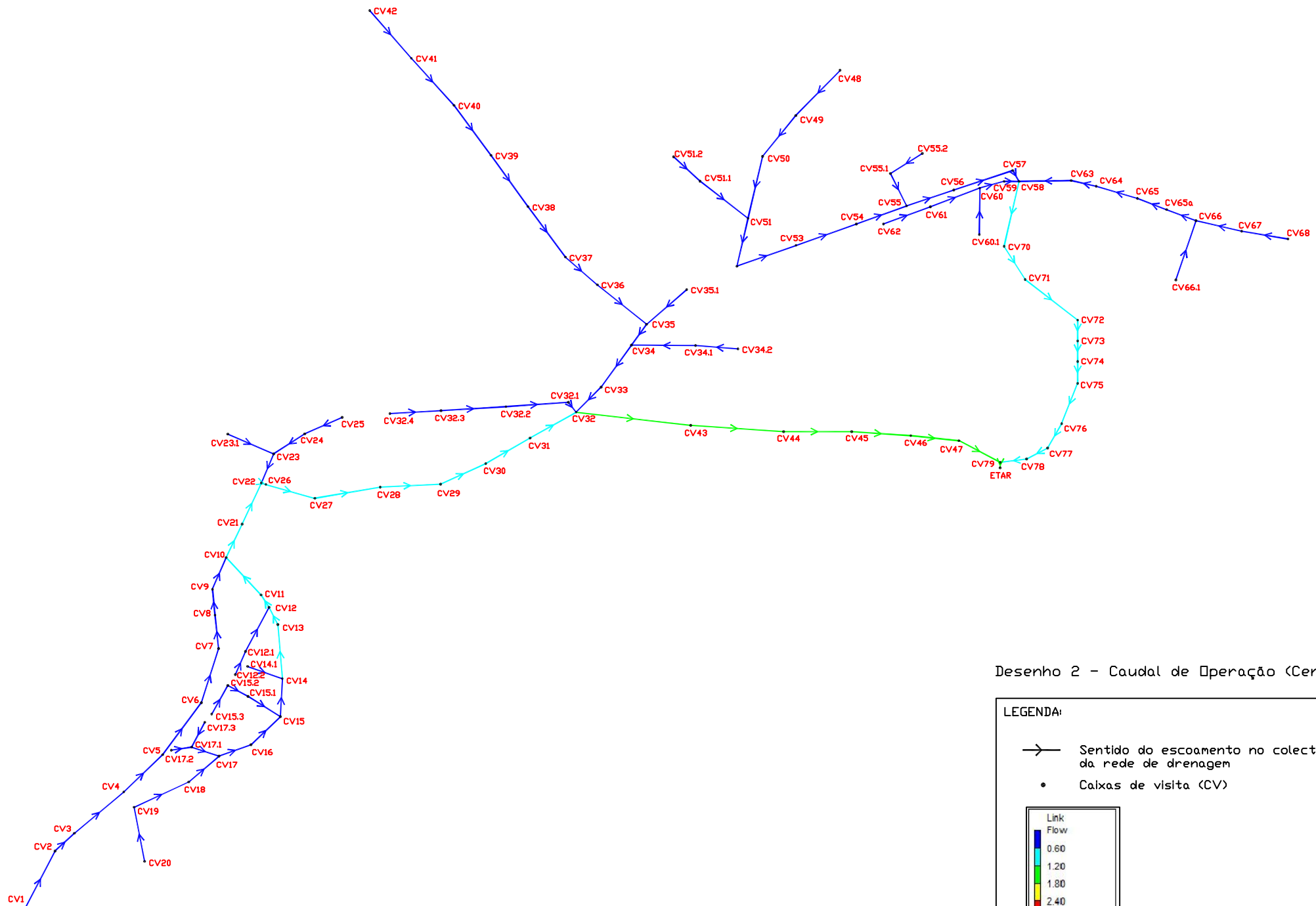


Desenho 1 - Inclinação dos troços

**LEGENDA:**

- Sentido do escoamento no colector da rede de drenagem
- Caixas de visita (CV)

Link Slope
2.50
5.00
7.50
10.00
%

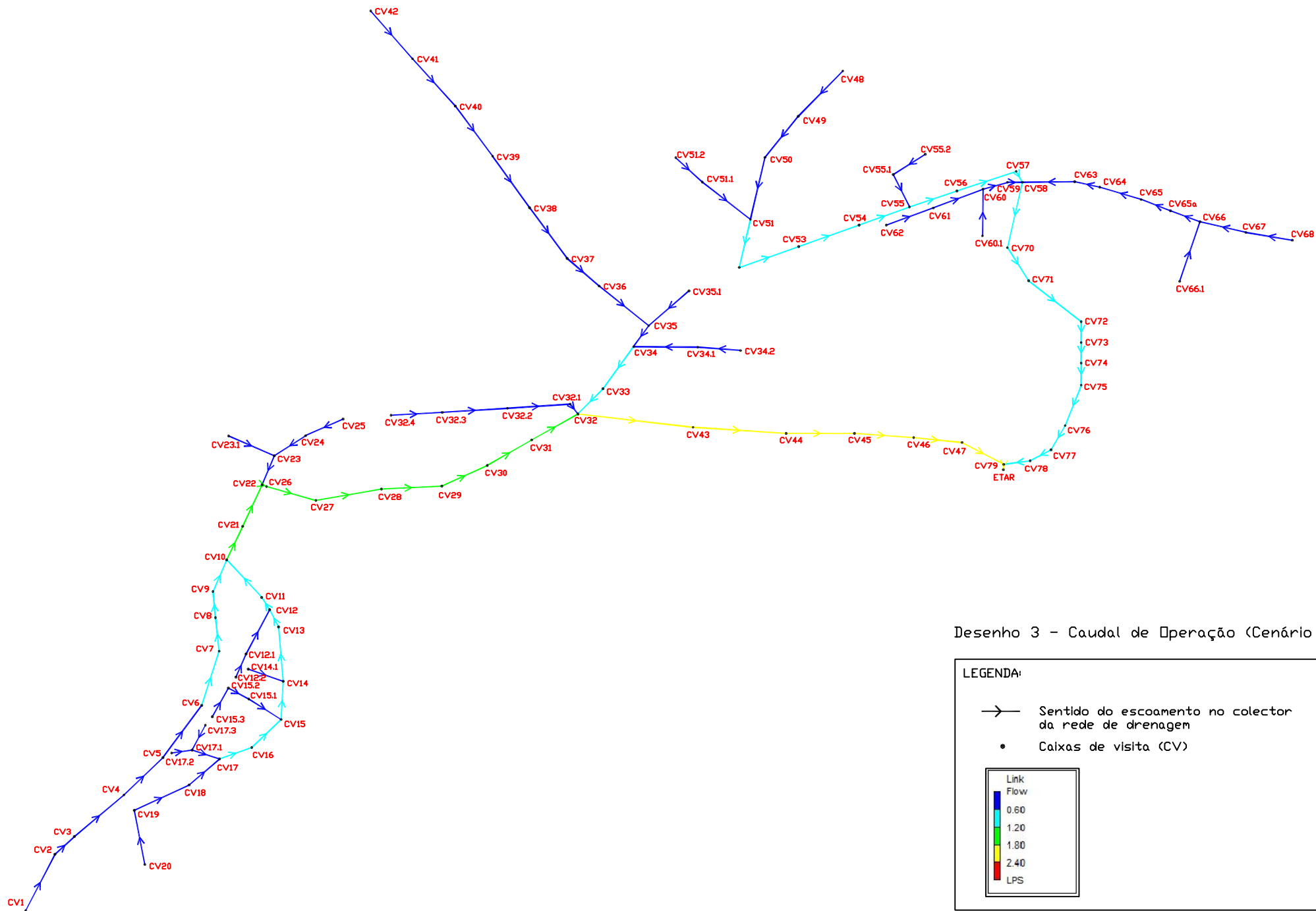


Desenho 2 - Caudal de Operação (Cenário 1)

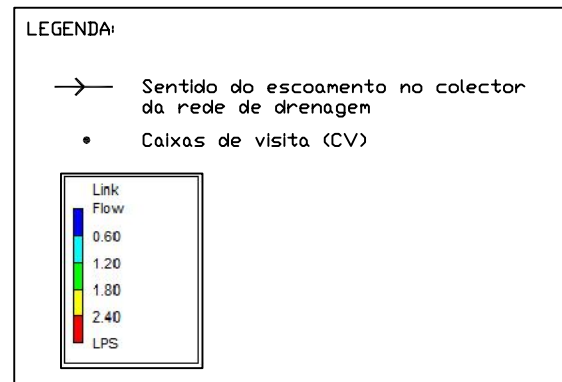
**LEGENDA:**

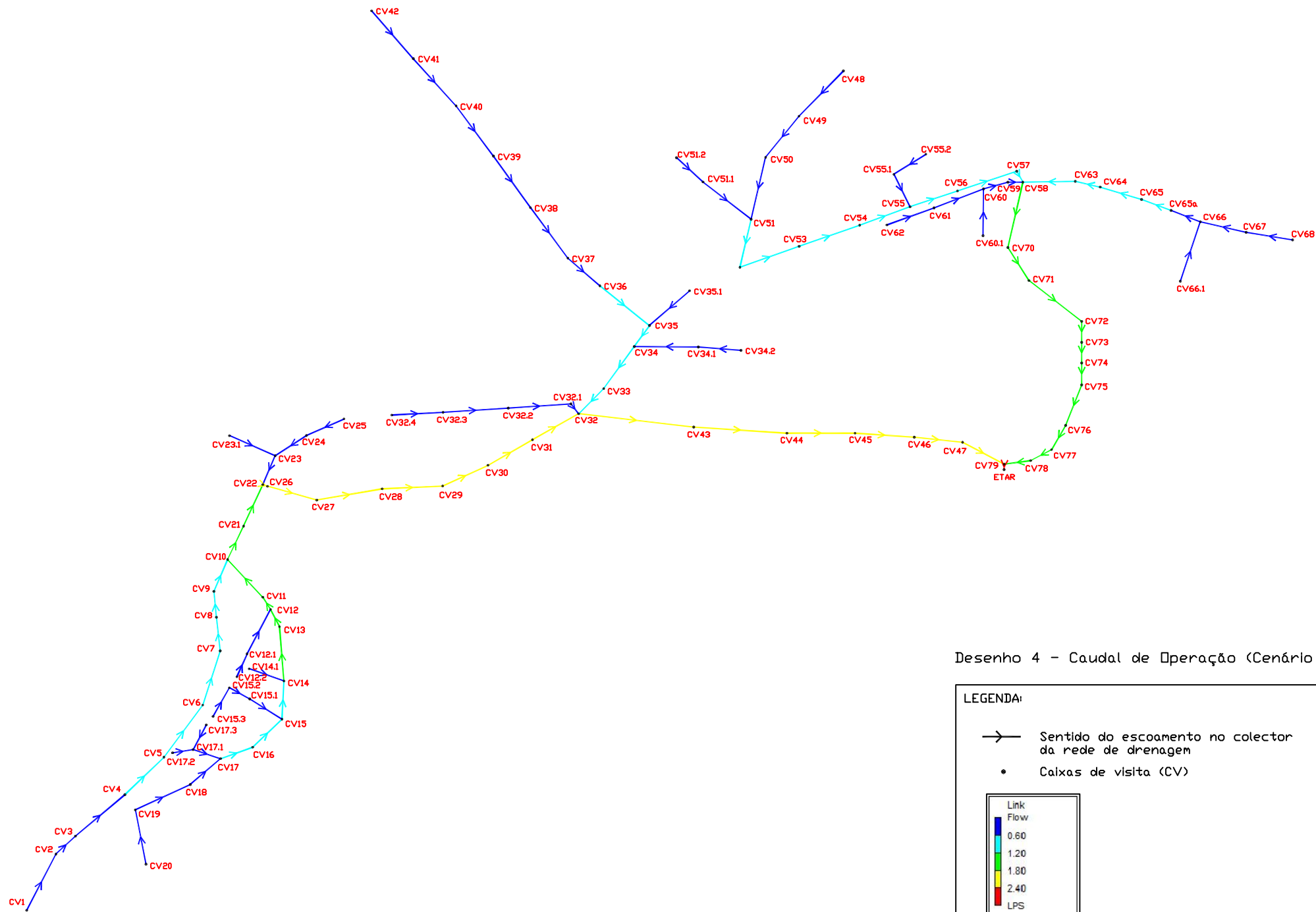
- Sentido do escoamento no colector da rede de drenagem
- Caixas de visita (CV)

Link Flow
0.60
1.20
1.80
2.40
LPS



Desenho 3 - Caudal de Operação (Cenário 2)



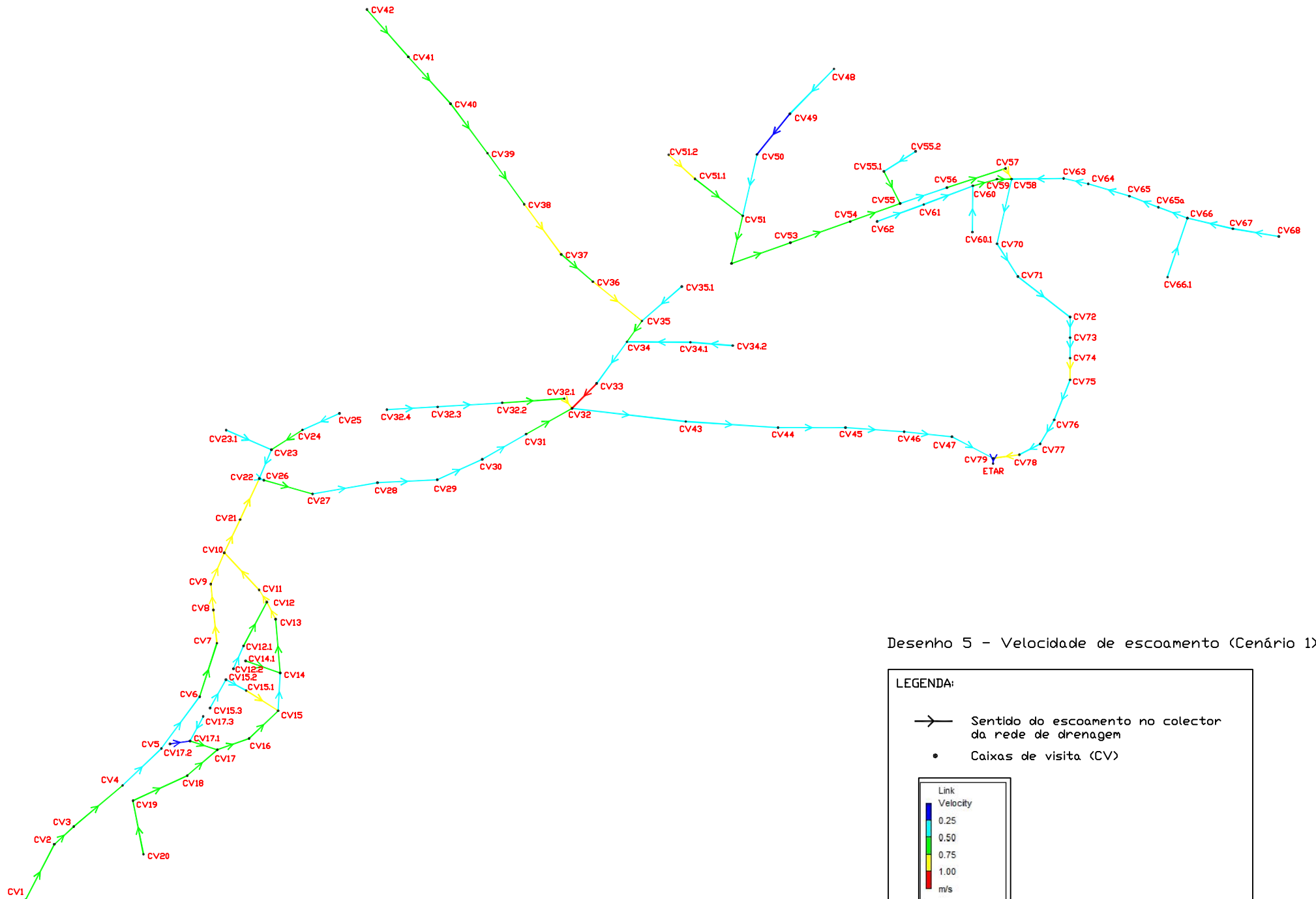


Desenho 4 - Caudal de Operação (Cenário 3)

**LEGENDA:**

- Sentido do escoamento no colector da rede de drenagem
- Caixas de visita (CV)

Link	Flow
	0.60
	1.20
	1.80
	2.40
	LPS

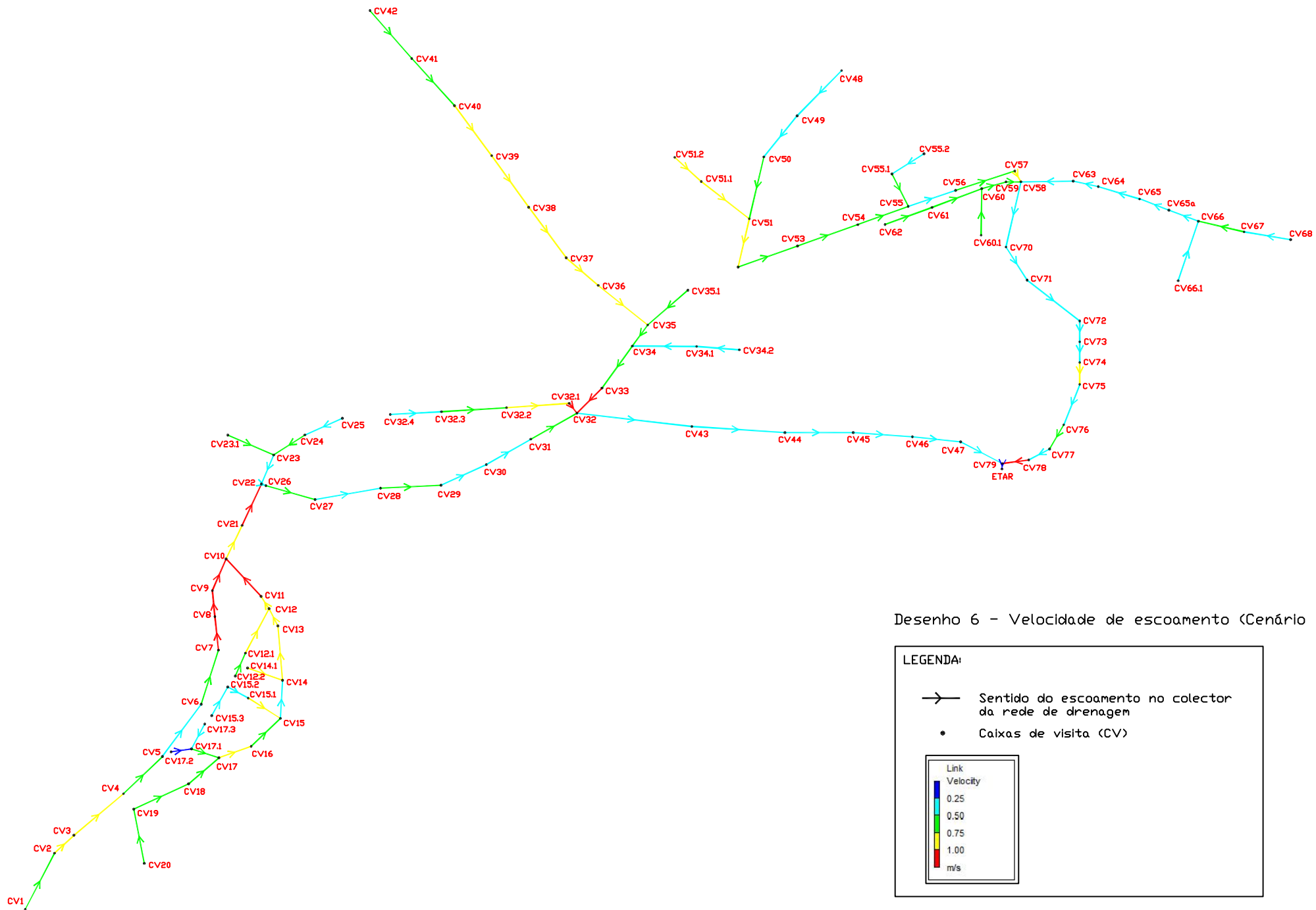


Desenho 5 - Velocidade de escoamento (Cenário 1)

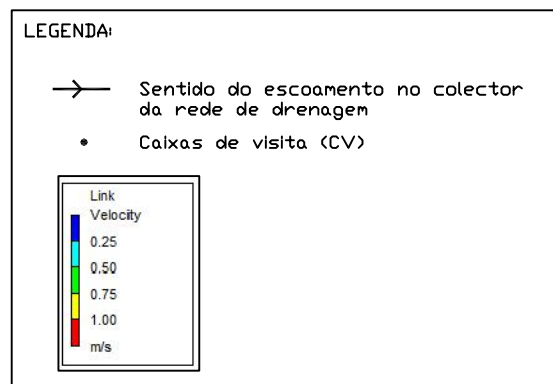
LEGENDA:

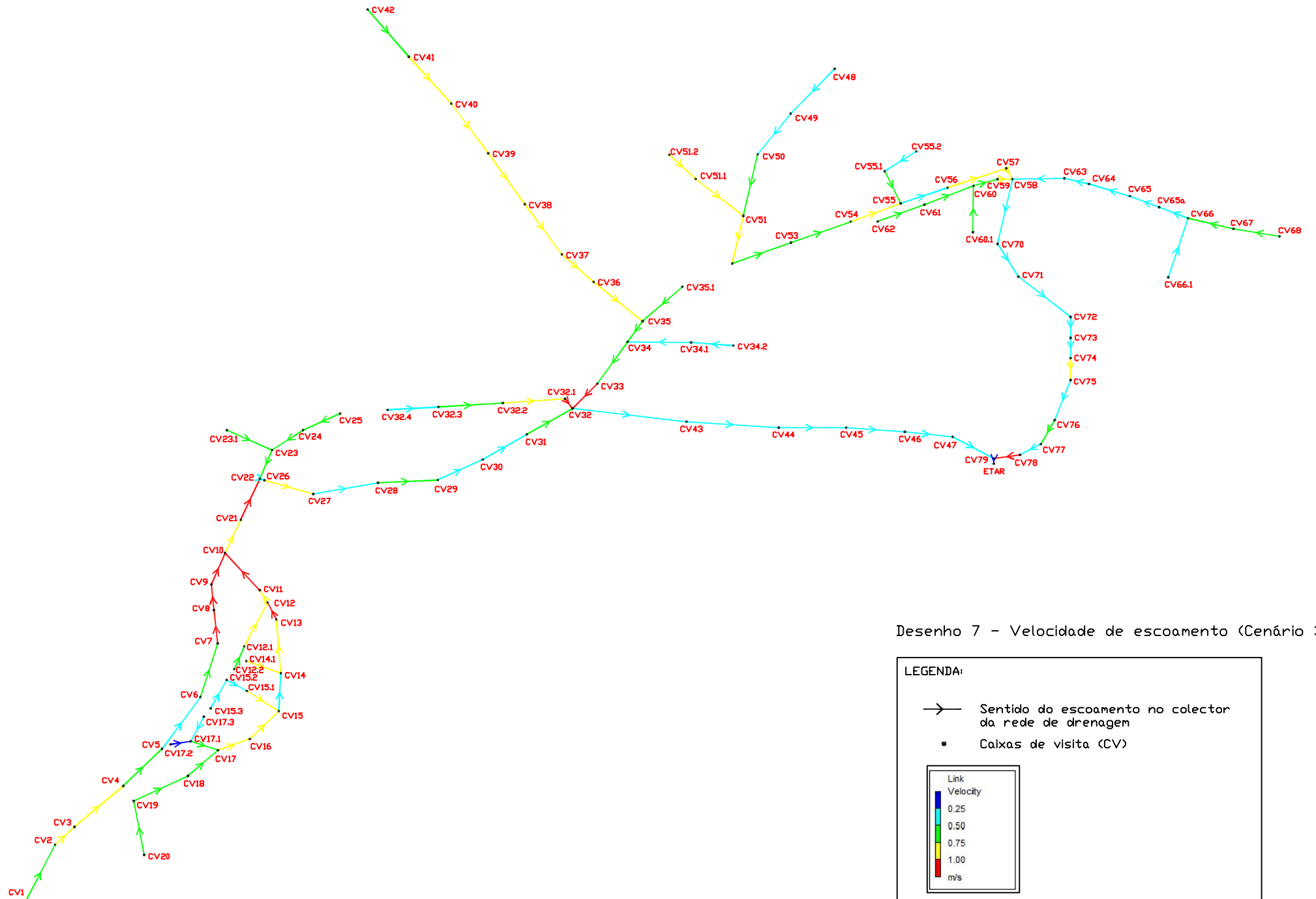
- Sentido do escoamento no colector da rede de drenagem
- Caixas de visita (CV)

Link Velocity	
	0.25
	0.50
	0.75
	1.00
m/s	



Desenho 6 - Velocidade de escoamento (Cenário 2)





Desenho 7 - Velocidade de escoamento (Cenário 3)