



**Universidade Católica Portuguesa  
Faculdade de Engenharia**



**Análise do Escoamento no Canal do Palácio Nacional de  
Queluz, Portugal**

**Andreia Lúcia Santos Garcia Pires**

**Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
Engenharia Civil**

**Júri**

Prof. Doutor Manuel Barata Marques (Presidente)

Prof. Doutor José Matos Silva (Orientador)

Prof. Doutor António Ressano Garcia Lamas

**Outubro de 2013**

## RESUMO

O *Canal de Queluz*, pertencente ao Palácio Nacional de Queluz, corresponde a um trecho do *Rio Jamor*, afluente do *Rio Tejo* que desagua já no seu estuário.

Este canal constitui um património valioso, assim reconhecido, nacional e internacionalmente. Em particular, o trecho conhecido como *Canal de Azulejos*, cujas paredes são revestidas por painéis de azulejos policromos, com representação de cenas galantes. Quando as comportas se fechavam, criava-se um espelho de água, associado a animação de exteriores. As comportas foram removidas na sequência da cheia excepcional de 1967, mas o canal mantém praticamente a forma original, que data do século XVIII.

O Canal de Queluz tem sido vítima de cheias esporádicas, algumas de dimensão catastrófica. Na sequência de algumas dessas cheias, realizaram-se alguns pareceres, e.g., os estudos efectuados por Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1995) e LNEC (Rocha e Fernandes, 2006).

Este trabalho dá continuidade à Monografia realizada anteriormente (Pires, 2013), com vista a: a) contribuir para um melhor conhecimento dos problemas hidráulicos que ocorrem no Canal de Queluz, b) aprofundar os estudos efectuados por Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1995) e LNEC (Rocha e Fernandes, 2006), colmatando algumas das suas lacunas, c) identificar, diagnosticar e resolver problemas específicos que afectam este trecho. Ele resulta de uma solicitação feita pela Sociedade Parques de Sintra - Monte da Lua (PSML), quem gere este espaço museológico.

Para a análise do escoamento e análises de sensibilidade, recorreu-se a *HEC-RAS*, um programa do USCE (EUA) consagrado pela crítica internacional da especialidade.

Para o cálculo dos caudais de ponta de cheia, apresentam-se dois métodos empíricos dos mais conhecidos - Método Racional e Hidrograma de Giandotti.

Finalmente, sugerem-se algumas recomendações relativas a este trecho do Rio Jamor.

Palavras-Chave: Rio Jamor, Palácio Nacional de Queluz, Canal de Queluz, Parques de Sintra – Monte da Lua, Engenharia Fluvial, Modelação Numérica

## ABSTRACT

*Queluz Canal*, in the National Palace of Queluz (PNQ), corresponds to the reach within the precincts of the Palace of *Jamor River*, a tributary of *Tejo River*, in its final reach, the estuary.

This Canal is a valuable monument, recognized both nationally and internationally. In particular, the sub-reach known as *Azulejo Canal*, whose walls are covered with *azulejo* tiles, depicting a sequence of *river* scenes and seascapes. Fed by the stream, the gates were closed in the summer, the channel filled with water, and the circulation in boats was a form of entertainment, together with the animation of exteriors. The mechanical floodgate system was dismantled in the 1990's, but the canal remains basically in the original form, dating from the eighteenth century.

This Canal has been suffering from occasional floods, some catastrophic. As a result, some studies were conducted, as those reported by Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1995) and LNEC (Rocha e Fernandes, 2006).

This work came from a request made by Parques de Sintra - Monte da Lua (PSML), the state owned company who manages PNQ. It aims to deepen the work done in the preceding Monograph (Pires, 2013), in order to: a) contribute to a better understanding of relevant hydraulic problems that occur in Queluz Canal; b) develop the studies carried out by Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1995) and LNEC (Rocha e Fernandes, 2006), filling in existing gaps and overcoming technical errors; c) identify, diagnose and recommend sustainable management solutions to this reach.

For flow analyses and sensitivity analyzes, to determine the robustness of the results, *HEC-RAS* was used, an internationally acclaimed numerical program developed by the US Corps of Engineers (USCE), which models the hydraulics of open-channel flow.

Two simple empirical methods were used to estimate the peak flows – The Rational Method and Giandotti's Hydrograph.

Finally, a set of recommendations are drawn.

Keywords: Jamor River, Queluz National Palace, Queluz Canal, Parques de Sintra - Monte da Lua, River Engineering, Numerical Modelling

## AGRADECIMENTOS

Esta Dissertação corresponde a um requisito académico do Mestrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa. Ela não teria sido possível sem o apoio permanente do Palácio Nacional de Queluz (PNQ) e Sociedade Parques de Sintra – Monte da Lua (PSML), de quem este depende. Ela contou ainda com o apoio da Agência Portuguesa do Ambiente (ex-ARH Tejo) e Associação Portuguesa de Engenharia Natural (APENA), cuja colaboração se agradece.

Gostaria de agradecer em particular ao Eng<sup>o</sup> Nuno Oliveira (PSML), pela oportunidade e por ter disponibilizado sempre de forma exímia os meios necessários para a execução deste trabalho; ao Sr. Herculano do Rosário (PNQ), pelas suas visitas guiadas ao jardim, seus ensinamentos pessoais e registos fotográficos; à Dra. Conceição Coelho (PNQ), pela simpatia e profissionalismo, no apoio à pesquisa de documentos; ao Dr. Carlos Cupeto (APA) por me ter recebido de braços abertos e disponibilizado os recursos humanos e materiais necessários; à Eng<sup>a</sup> Maria do Céu Rodrigues (APA), pelo tempo e documentos que tão amavelmente me disponibilizou para consulta.

Agradeço ao meu orientador, Professor José Matos Silva, pelo seu empenho, amizade, por uma orientação científica criteriosa e estimulante, a quem permanecerei reconhecida pela forma como me orientou, tanto na realização deste trabalho, como pelos seus sábios conselhos. Finalmente "levámos a carta a Garcia".

E porque por trás de um grande homem, existe uma grande mulher, agradeço à sua esposa Graça, pelo seu carinho, palavras de incentivo e por "controlar as tropas". Não podia ter escolhido melhores pessoas.

Aos meus amigos que sempre me apoiaram e em particular ao Miguel Brito, agradeço toda a ajuda, foi fundamental.

À minha família, em particular à minha mãe e aos meus avós, que mesmo sem estarem por perto, sempre foram os meus maiores críticos, os mais chatos, inconvenientes e sempre preocupados: Adoro-vos e devo-vos tudo, obrigada por serem desde sempre os meus melhores amigos.

Ao Miguel, pelos dez anos de amizade, amor, compreensão e respeito. Não tenho palavras para agradecer todo o apoio que me deste nos últimos meses. Foste sem dúvida o meu farol, sem ti não era possível.

A todos aqueles que de uma forma directa ou indirecta auxiliaram a que fosse possível a execução desta Dissertação e que por lapso da minha parte não tenham sido mencionados.

# ÍNDICE

RESUMO .....	II
ABSTRACT .....	II
AGRADECIMENTOS .....	IV
ÍNDICE .....	V
LISTA DE TABELAS .....	VIII
LISTA DE FIGURAS .....	XI
LISTA DE ABREVIATURAS .....	XIV
LISTA DE SÍMBOLOS .....	XVI
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....	1
CAPÍTULO 2 – CHEIAS NO CANAL DE QUELUZ .....	3
2.1 . Considerações Gerais .....	3
2.2 . Sinopse Histórica .....	5
CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DE CHEIAS .....	23
3.1 . Considerações Gerais .....	23
3.2 . Caracterização da Bacia Hidrográfica .....	23
3.3 . Metodologias para a Determinação dos Caudais de Ponta de Cheia .....	26
3.3.1 . Considerações Gerais .....	26
3.3.2 . Tempo de Concentração .....	27
3.3.3 . Caudais de Ponta de Cheia .....	28
3.3.3.1 . Método Racional .....	28
3.3.3.2 . Hidrograma de Giandotti .....	31
3.4 . Determinação de Caudais de Ponta para Vários Períodos de Retorno .....	33
3.4.1 . Sub-bacia da Ribeira das Forçadas .....	33
3.4.2 . Sub-bacia do Rio Jamor a montante do Palácio .....	35
3.4.3 . Sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	38
3.4.4 . Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do Palácio .....	41

CAPÍTULO 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESCOAMENTOS .....	44
4.1 . Considerações Gerais .....	44
4.2 . Modelo Numérico HEC-RAS .....	44
4.3 . Formulação Matemática.....	44
4.3.1 . escoamento Unidimensional em HEC-RAS .....	45
4.3.1.1 . Equação de Conservação de Massa (Equação da Continuidade) .....	45
4.3.1.2 . Equação de Conservação de Energia .....	46
4.3.1.2.1 . Perdas de Carga .....	48
4.3.1.2.2 . Energia Específica .....	49
4.3.1.2.3 . Altura Crítica .....	49
4.3.1.2.4 . escoamento Gradualmente Variado .....	50
4.3.1.3 . Equação de Conservação da Quantidade de Movimento .....	51
4.4 . Estudos Prévios .....	52
4.4.1 . Trecho Analisado .....	53
4.4.2 . Secções Transversais de Cálculo.....	53
4.5 . Modelação do Trecho em Estudo.....	59
4.5.1 . Parâmetros de Entrada.....	62
4.5.2 . Geometria.....	62
4.5.3 . Secções Transversais.....	64
4.5.4 . Condicionantes .....	73
CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DO ESCOAMENTO.....	74
5.1 . Introdução .....	74
5.2 . Simulações .....	74
5.2.1 . Cenário I.....	74
5.2.2 . Cenário II.....	80
5.2.3 . Cenário III .....	82
5.2.4 . Cenário IV .....	86
5.2.5 . Cenário V .....	90
5.2.6 . Cenário VI.....	93
5.2.7 . Cenário VII.....	98
5.2.8 . Cenário VIII .....	101
5.2.9 . Cenário IX.....	104
5.2.10 . Cenário X .....	108

5.2.11 . Cenário XI.....	111
5.2.12 . Cenário XII.....	115
5.2.13 . Cenário XIII .....	120
CAPÍTULO 6 - RECOMENDAÇÕES ESPECÍFICAS.....	125
REFERÊNCIAS .....	129
ANEXOS.....	133
I – Secções Transversais de Cálculo .....	133
I.1. Hipótese a) .....	133
I.2. Hipótese b).....	145
I.3. Hipótese c) .....	147
II – Valores de Cálculo das Simulações .....	148

## LISTA DE TABELAS

3.1 – Características geométricas das sub-bacias do Rio Jamor em estudo .....	25
3.2 - Valores do coeficiente C da Fórmula Racional (Hipólito e Vaz, 2011) .....	29
3.3 - Parâmetros a e b das curvas IDF dos postos udográficos considerados (adaptado de Brandão e Rodrigues, 2001).....	30
3.4 - Valores do coeficiente $\lambda$ da fórmula de Giandotti (Hipólito e Vaz, 2011) .....	31
3.5 - Parâmetros do hidrograma de Giandotti (Hipólito e Vaz, 2011) .....	32
3.6 – Tempo de Concentração na Ribeira das Forçadas.....	33
3.7 - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia da Ribeira das Forçadas...	33
3.8 – Parâmetros a e b das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa.....	33
3.9 - Parâmetros a e b das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal.....	34
3.10 – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia da Ribeira das Forçadas .....	34
3.11 – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia da Ribeira das Forçadas .....	34
3.12 – Caudal de ponta ( $m^3s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Ribeira das Forçadas .....	34
3.13 – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $m^3 s^{-1}$ ): Sub-bacia da Ribeira das Forçadas .....	35
3.14 – Tempo de Concentração na sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ.....	36
3.15 - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia do Rio Jamor .....	36
3.16 – Parâmetros a e b das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa.....	36
3.17 - Parâmetros a e b das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal.....	36
3.18 – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-baciado Rio Jamor a montante do PNQ.....	37
3.19 – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ.....	37
3.20 – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ .....	37
3.21 – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $m^3 s^{-1}$ ): Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ.....	38

3.22 – Tempo de Concentração na sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	38
3.23 - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia da Ribeira de Carenque .	38
3.24 – Parâmetros $a$ e $b$ das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa .....	39
3.25 - Parâmetros $a$ e $b$ das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal .....	39
3.26 – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	39
3.27 – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	39
3.28 – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	40
3.29 – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $m^3 s^{-1}$ ): Sub-bacia da Ribeira de Carenque .....	40
3.30 – Tempo de Concentração na sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	41
3.31 - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	41
3.32 – Parâmetros $a$ e $b$ das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa .....	41
3.33 - Parâmetros $a$ e $b$ das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal .....	42
3.34 – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	42
3.35 – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	42
3.36 – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	42
3.37 – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $m^3 s^{-1}$ ): Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ .....	43
4.1 - Secções transversais de cálculo (adaptado de Rocha e Fernandes, 2006) .....	54
4.2 – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese a) .....	64
4.3 – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese b) .....	66
4.4 – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese c) .....	68
4.5 – Simplificações adoptadas nas secções transversais de cálculo .....	70
5.1 – Dados do Cenário I .....	75
5.2 - Dados do Cenário III .....	83

5.3 - Hidrograma de cheia: 11ª simulação.....	111
5.4 - Dados do Cenário XI .....	111
5.5 - Hidrograma de cheia: 12ª simulação.....	115
5.6 - Dados do Cenário XII .....	115
5.7 - Caudal em função do tempo: Cenário XII .....	120
5.8 - Análise de sensibilidade ao coeficiente de Manning (n).....	121
II.1 – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário I.....	148
II.2 – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário II .....	150
II.3 – Resumo de valores de cálculo: Cenário III.....	152
II.4 – Resumo de valores de cálculo: Cenário IV.....	154
II.5 – Resumo de valores de cálculo: Cenário V .....	156
II.6 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VI.....	158
II.7 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VII .....	160
II.8 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VIII.....	162
II.9 – Resumo de valores de cálculo: Cenário IX.....	164
II.10 – Resumo de valores de cálculo: Cenário X.....	165
II.11 - Resumo de valores de cálculo: Cenário XI .....	167

## LISTA DE FIGURAS

2.1 - Localização da bacia hidrográfica do Rio Jamor (adaptado de Leal, 2011) .....	3
2.2 - Rede Hidrográfica da bacia do Rio Jamor (HP, 1995) .....	4
2.3 – Palácio Nacional de Queluz na bacia hidrográfica do Rio Jamor .....	5
2.4 - Danos provocados pelas cheias de 1967 no canal de Queluz, a) junto ao actual <i>Pavilhão do Chá</i> , b) à entrada do canal (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005) .....	7
2.5 - Marca de cheia de 1967 a montante do PNQ, junto ao "Jardim dos Candeeiros" (07/10/2013).....	8
2.6 - Marca da cheia de 1967 no Eixo Viário IC19 (14/02/2013).....	8
2.7 - Nível da água nas cheias de 1967 (14/02/2013) .....	9
2.8 - Manchete do Diário de Notícias: 20 de Novembro de 1983.....	10
2.9 - Impacte das cheias no <i>Jogo da Pela</i> (1983) (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005).....	11
2.10 - Marca de Cheia de Novembro de 1983 - Traseiras do actual Picadeiro, junto ao IC19 (14/02/2013).....	11
2.11 - Nível da água nas cheias de 1983 (14/02/2013) .....	12
2.12 - Danos nas estruturas muradas do canal à entrada do túnel (1983) (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005) .....	13
2.13 - Variação anual da precipitação máxima diária em Lisboa/Geofísico (adaptado de Fragozo <i>et al.</i> , 2010) .....	14
2.14 - Excerto do Diário de Notícias sobre os valores de precipitação em 2008 (Oliveira, 2009) .....	14
2.15 - Inundações junto à ponte de azulejos sobre o canal (2008) (foto: Herculano do Rosário, PSML).....	15
2.16 - Detritos acumulados por cima da entrada do túnel (2008) (foto: Herculano do Rosário, PSML).....	16
2.17 - Camada betuminosa do túnel arrancada pela força da água - Vista de Montante (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML).....	17
2.18 - Acumulação de material sólido na entrada da ponte (vista de montante) (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML).....	18
2.19 - a) Danos provocados pelas cheias no <i>Jogo da Pela</i> ; b) Inundação no <i>Picadeiro</i> (fotos: Herculano do Rosário, PSML).....	19
2.20 - Desnivelamento de terras provocado pelas cheias de 2008 (14/02/2013) .....	19
2.21 - a) Painel de azulejos destruído devido à força das águas (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML); b) Zona rebocada do painel destruído (14/02/2013) .....	20

2.22 - Confluência do Rio Jamor com a Ribeira de Carenque (vista de montante) (31/03/2013)	22
3.1 – Sub-bacias do Rio Jamor modeladas, a) Ribeira das Forçadas, b) Rio Jamor a montante do PNQ (entrada), c) Ribeira de Carenque, d) Rio Jamor a jusante do PNQ (confluência com a Ribeira de Carenque)	24
3.2 – Curva hipsométrica da sub-bacia da Ribeira das Forçadas	25
3.3 – Curva hipsométrica da sub-bacia do Rio Jamor	26
3.4 - Curva hipsométrica da sub-bacia da Ribeira de Carenque	26
3.5 - Distribuição espacial das estações meteorológicas e postos udométricos	27
3.6 - Curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF), aplicáveis a Portugal Continental [Anexo IX do Decreto Regulamentar nº23/95, de 23 de Agosto]	30
3.7 - Hidrograma de Giandotti (Oliveira, 2010)	31
3.8 – Hidrograma de Giandotti: Ribeira das Forçadas	35
3.9 – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ	37
3.10 – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque	40
3.11 – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque	43
4.1 - Trecho de Canal entre as secções S1eS2 (adaptado de Sousa, 2010)	47
4.2 - Sub-divisão do leito para determinação da capacidade total de transporte (Conde, 2007)	48
4.3 - Aplicação da quantidade de movimento (USACE, 2010)	51
4.4 - Secção transversal de cálculo 8 (T final), identificação de lapso e proposta de correcção	56
4.5 - Secções transversais de cálculo 27 e 28 (S27 e S28)	57
4.6 – Secções utilizadas para exemplificar o comportamento em cheia do Rio Jamor no PNQ (Rocha e Fernandes, 2006)	58
4.7 - a) Assentamento de fundação; b) Danos na estrutura de alvenaria (vista de baixo); c) e d) Acumulação de material sólido na entrada da ponte (vista de montante) (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML)	59
4.8–Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese a)	60
4.9 – Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese b)	61
4.10 – Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese c)	61
4.11 – Secções transversais de cálculo: Vista xyz do trecho dentro do perímetro do PNQ	63
5.1 – Regolfo do trecho em estudo – Cenário I	77
5.2– Resultados do Cenário I para sete secções transversais de cálculo	78
5.3 – Regolfo do trecho em estudo – Cenário II	81
5.4 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III	85
5.5 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário IV	87

5.6 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário IV.....	88
5.7 – Resultados do Cenário IV para quatro secções transversais de cálculo .....	89
5.8 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário V .....	91
5.9 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário IV vs Cenário V .....	92
5.10 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário VI.....	94
5.11 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário VI.....	95
5.12 – Resultados do Cenário VI para seis secções transversais de cálculo .....	96
5.13 – Regolfo do trecho em análise: Cenário VII.....	99
5.14 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário VI vs Cenário VII.....	100
5.15 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário VIII .....	102
5.16 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário VIII .....	103
5.17 - Comportas rígidas do canal junto ao actual Pavilhão do Chá (1954), a) vista de jusante, b) vista de montante (Pereira e Luckhurst, 2005) .....	104
5.18 – Localização da comporta.....	104
5.19 – Corte longitudinal do Canal de Azulejos .....	106
5.20 – Simulação de um espelho de água para o Verão .....	107
5.21 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário X.....	109
5.22 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário III (permanente) vs Cenário X (variável) .....	110
5.23 - Caudal em função do tempo: Secção 3 e 72 (Cenário XI).....	113
5.24 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário XI .....	114
5.25 - Área indicada para bacia de retenção.....	118
5.26 - Caudal em função do tempo: Comparação entre 10 e 20 ha de área de bacia de retenção .....	119
5.27 - Análise de sensibilidade ao valor do coeficiente de rugosidade (n): Cenário III vs Cenário XIII .....	124
6.1 - Vestígio de antiga mina na cidade de Queluz, que abastecia o PNQ (07/10/2013) (na foto: Sr. José Ramos, natural e morador vizinho do PNQ).....	126
6.2 - Percurso de água a céu aberto, que abastecia o PNQ, integrado hoje na cidade de Queluz (07/10/2013).....	126
6.3 - Caudal proveniente de conduta que resta do sistema hidráulico original de abastecimento ao PNQ, na secção extrema norte do Canal de Queluz (07/10/2013) .....	126

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AML – Área Metropolitana de Lisboa  
APA – Agência Portuguesa do Ambiente  
ARH – Administração da Região Hidrográfica  
CF – Condição de Fronteira  
CM – Câmara Municipal  
DGD – Direcção Geral dos Desportos  
DGEMN – Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais  
DGOT – Direcção Geral do Ordenamento do Território  
EM – Estação Meteorológica  
EUA – Estados Unidos da América  
EUPS – Equação Universal de Perda de Solo  
FAO – Food and Agriculture Organization  
FEUCP – Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa  
HEC – Hydrological Engineering Center  
HP – Hidrotécnica Portuguesa  
IC – Itinerário Complementar  
ICNF – Instituto de Conservação da Natureza e Florestas  
IDF – Intensidade, Duração e Frequência  
IGEO – Instituto Geográfico Português  
IHRU – Instituto da Habitação e da Reabilitação Urbana  
IM – Instituto de Meteorologia, I.P. (substituído, em Março de 2012, por IPMA)  
INAG – Instituto da Água  
INE – Instituto Nacional de Estatística  
IPMA – Instituto Português do Mar e da Atmosfera  
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil  
PCCRL – Programa de Controlo de Cheias da Região de Lisboa  
PDM – Plano Director Municipal  
PGRHT – Plano de Gestão da Região Hidrográfica do Rio Tejo  
PNA – Plano Nacional da Água  
PNQ – Palácio Nacional de Queluz  
PSML – Parques de Sintra - Monte da Lua  
RAS – River Analysis System  
REN – Reserva Ecológica Nacional

RH – Região Hidrográfica

SCS – Soil Conservation Service dos Estados Unidos da América

SIG – Sistemas de Informação Geográfica

SNIRH – Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos

UCP – Universidade Católica Portuguesa

UE – União Europeia

USCE – United States Army Corps of Engineers

ZPE – Zona de Protecção Especial

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Latinas Maiúsculas

A – Aluvião; Área da bacia de drenagem; Erosão específica ou perda de solo média anual

Ac – Área crítica

C – Celsius; coeficiente adimensional, que depende do tipo e uso dos terrenos superficiais e do respectivo declive e ainda do período de retorno; Factor de coberto vegetal

I – Intensidade média máxima de precipitação

K – Factor de erodibilidade do solo

L – Comprimento da linha de água; Factor de comprimento da encosta; Solo litólico

N – Norte; Número de Escoamento

P – Força da pressão hidroestática

P<sub>t</sub> – Precipitação total

P<sub>u</sub> – Precipitação útil

Q – Caudal

Q<sub>p</sub> – Caudal de ponta

R – Factor de erosividade da precipitação; Raio hidráulico

S – Factor de declive da encosta

T<sub>c</sub> – Tempo de concentração

W – Força devido ao peso da água

### Latinas Minúsculas

a – coeficiente de ajustamento de regressão que depende do período de retorno

b – coeficiente de ajustamento de regressão que depende do período de retorno

g – aceleração gravítica

ha – hectare

hab – habitante

hm – Altura média da bacia

km – quilómetro

m – metro; massa

mm – milímetro

q – caudal

q<sub>med</sub> – caudal médio mensal

s – segundo

t – duração da chuvada em minutos, ou tempo de concentração

ta – tempo de concentração

tb – tempo de concentração

tc – tempo de concentração

tt – tempo de concentração

### **Gregas**

$\gamma$  – Coeficiente adimensional

$\rho$  – Relação entre o caudal máximo e o caudal médio da cheia, função da área; massa específica

$\beta$  – Coeficiente de quantidade de movimento

$\lambda$  – Parâmetro que é função da área da bacia

## CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Esta Dissertação, que corresponde à segunda parte de um trabalho de investigação iniciado em Pires (2013), visou:

- a) contribuir para um melhor conhecimento dos problemas hidráulicos que ocorrem no chamado *Canal de Queluz*, através de uma modelação essencialmente numérica de diversos cenários de escoamento;
- b) aprofundar os estudos efectuados por Hidrotécnica Portuguesa (HP,1995) e LNEC (Rocha e Fernandes, 2006), no que respeita ao caso particular do Canal de Queluz, colmatando algumas das suas lacunas;
- c) identificar, diagnosticar e resolver problemas específicos que afectam este trecho.

Ela corresponde a um requisito académico do Mestrado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa (FEUCP) e resulta de uma solicitação feita pela Sociedade Parques de Sintra - Monte da Lua (PSML), que gere aquele espaço museológico. Ela contou com o apoio permanente de Palácio Nacional de Queluz (PNQ), PSML, e ainda da Agência Portuguesa do Ambiente (ex-ARH-Tejo) e Associação Portuguesa de Engenharia Natural (APENA), cuja colaboração se agradece.

A elevada importância, nacional e internacional, do Palácio Nacional de Queluz requer a caracterização, o diagnóstico e propostas de solução dos problemas que afligem as entidades responsáveis por este património histórico-cultural.

O Canal de Queluz, pertencente ao PNQ, corresponde a um trecho do Rio Jamor, afluente do Rio Tejo, perfazendo cerca 16,2 km de extensão, uma bacia hidrográfica de 44,5 km<sup>2</sup>, e que desagua já no seu estuário.

Situações extremas de cheia têm afectado gravemente os jardins deste Palácio. Uma sinopse histórica é incluída no Capítulo 2, com caracterização de algumas das cheias ocorridas mais significativas e de que há registos, como as que ocorreram em 1967, 1983, 2008 e 2013, permitindo identificar, nesta fase, secções críticas no trecho dentro do PNQ.

No Capítulo 3, apresentam-se as sub-bacias a modelar e as fórmulas de cálculo que precedem a modelação. O tempo de concentração foi calculado recorrendo a três fórmulas empíricas - Giandotti, Kirpich e Témez. Para o cálculo dos caudais de ponta de cheia, apresentam-se dois métodos empíricos dos mais conhecidos - Método Racional e Hidrograma de Giandotti.

O Capítulo 4 inclui uma resenha sobre modelação numérica de escoamentos, incluindo a formulação matemática. Por modelação numérica de rios, entende-se a simulação das

condições de escoamento tendo por base a formulação e resolução das equações que expressam princípios hidráulicos conhecidos. Recorreu-se a *HEC-RAS*, um programa desenvolvido no Hydrological Engineering Center (HEC) do U. S. Corps of Engineers (EUA). Este programa continua a ser hoje o modelo mais usado e consagrado, na arena internacional da especialidade. Uma das particularidades deste programa é permitir um “backup” imediato da informação, representado por uma interface gráfica e um conjunto de tabelas. Recorreu-se à informação disponibilizada por Hidrotécnica Portuguesa (HP, 1995) e LNEC (Rocha e Fernandes, 2006), representando-se as secções transversais admitidas por estes nos seus estudos, assim como identificando lapsos e propondo-se correcções para os mesmos. Para tal serviu de base o levantamento topográfico executado por Tetraplano - Engenharia, Lda (Tetraplano, s.d.), que data dos anos 80/90. Dada a insuficiência de dados geométricos do canal, Parques de Sintra - Monte da Lua encarregou-se de realizar um levantamento mais exaustivo do Canal de Queluz (Caldeira Ribeiro, 2013).

O Capítulo 5 resume as simulações efectuadas sobre diversos cenários. O trabalho inclui análises de sensibilidade, nomeadamente quanto ao tamanho para uma bacia de retenção, a montante, e o valor do coeficiente de Manning-Strickler.

Finalmente, no Capítulo 6, sugerem-se algumas recomendações relativas a este trecho do Rio Jamor.

## CAPÍTULO 2 – CHEIAS NO CANAL DE QUELUZ

### 2.1. Considerações Gerais

O Canal de Queluz, pertencente ao Palácio Nacional de Queluz, corresponde a um trecho do Rio Jamor. Este rio é um afluente da margem direita do Rio Tejo, perfazendo cerca de 16,6 km de extensão, que desagua já no seu estuário. A sua bacia hidrográfica, cujo traçado e localização se apresenta na Figura 3.1, tem uma área total de 44,5 km<sup>2</sup> e pertence à Região Hidrográfica do Tejo (RH5), incluindo-se na sub-bacia da Grande Lisboa.

A bacia pertence à Área Metropolitana de Lisboa (AML) Norte, desenvolve-se entre a encosta sul da Serra da Carregueira e o estuário do Tejo e confina, a oriente, com a bacia da Ribeira da Póvoa e, a ocidente, com a da Ribeira de Barcarena. Ela abrange parte dos concelhos de Sintra, Oeiras e Amadora (HP, 1995).

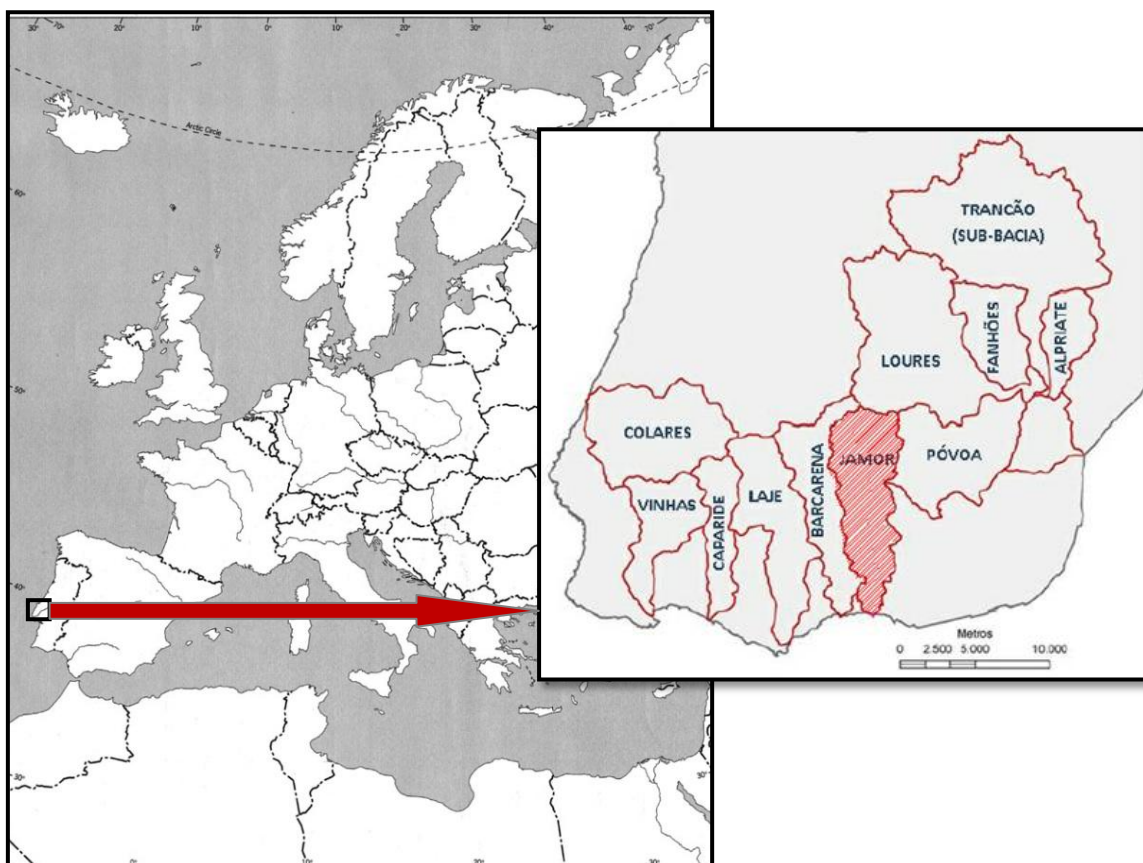


Figura 2.1 - Localização da bacia hidrográfica do Rio Jamor (adaptado de Leal, 2011)

O Rio Jamor apresenta um regime hidrológico irregular, próprio de um clima mediterrânico. No Inverno, predominam precipitações elevadas, conduzindo, em situações extremas, a cheias repentinas, com maior ou menor grau de gravidade. No Verão, as

precipitações escasseiam e a evapotranspiração aumenta, reduzindo drasticamente o caudal neste curso de água (Oliveira *et al.*, 2009), se não mesmo praticamente nulo (HP, 1995).

A bacia hidrográfica do Rio Jamor apresenta, no concelho de Sintra, 22% da sua área ocupada por edificações e estradas, devido, principalmente, às malhas urbanas de Belas, Queluz e Oeiras. Na região de Belas, o Rio Jamor percorre extensas áreas de golfe (Oliveira *et al.*, 2009).

Os principais afluentes do Rio Jamor são, na margem esquerda e de montante para jusante, as Ribeiras de Carenque e de Carnaxide. Na margem direita, devem destacar-se a Ribeira de Dona Maria, Idanha e Forçadas (Figura 2.2).

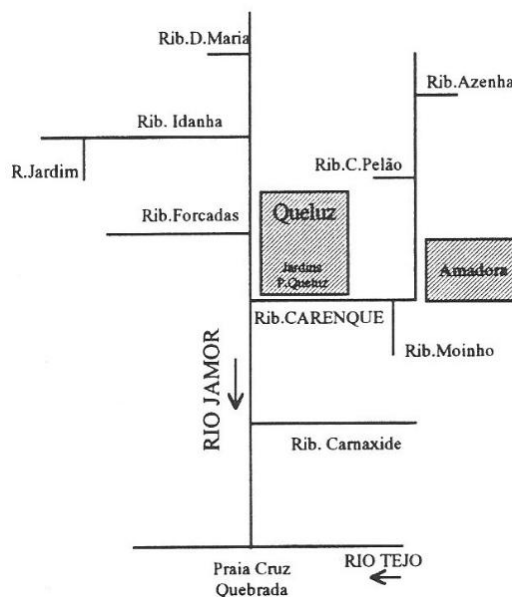
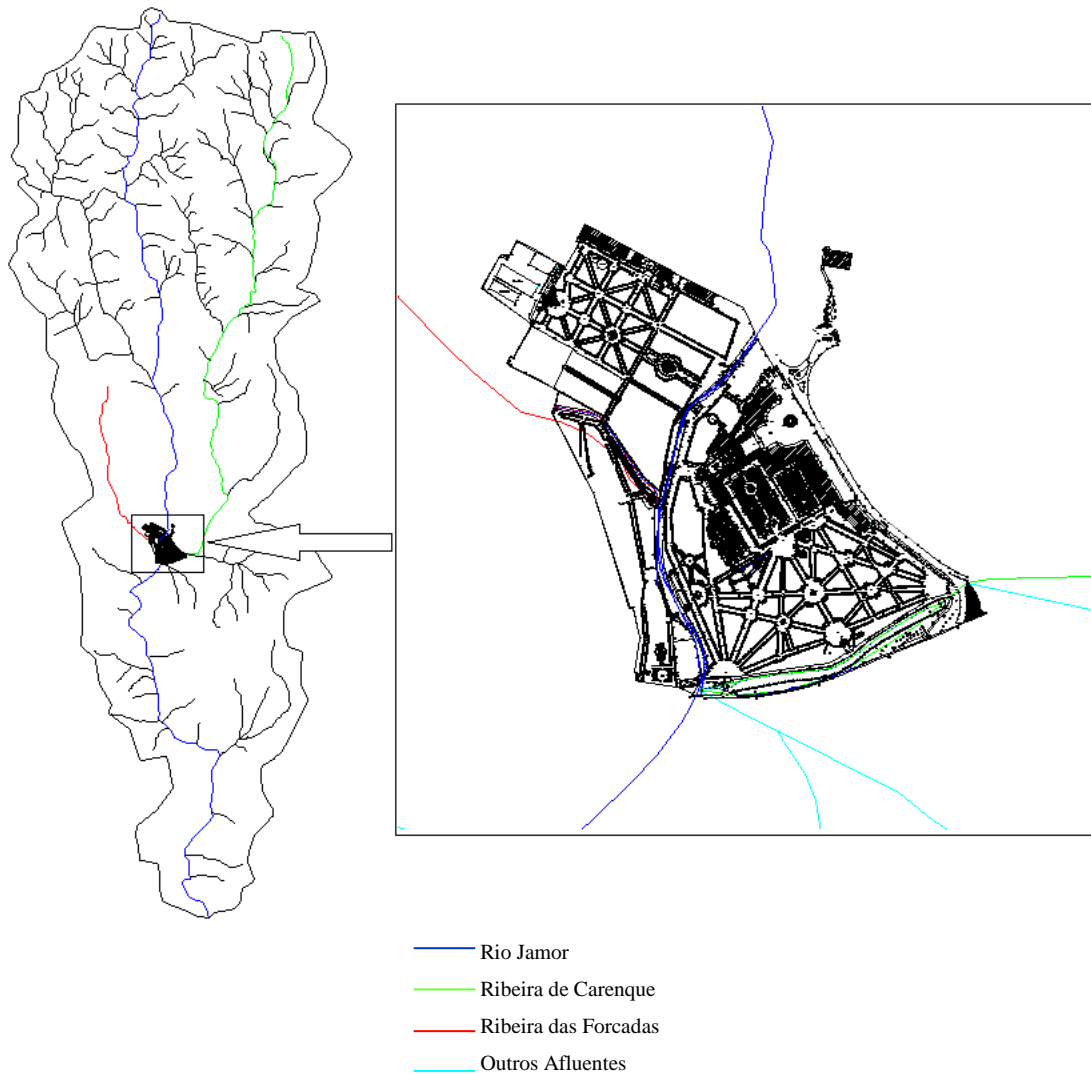


Figura 2.2 - Rede Hidrográfica da bacia do Rio Jamor (HP, 1995)

Apresenta-se com maior detalhe, na Figura 2.3, a bacia hidrográfica do Rio Jamor, a sua relação com o Palácio Nacional de Queluz e o trecho objecto deste estudo.



**Figura 2.3** – Palácio Nacional de Queluz na bacia hidrográfica do Rio Jamor

Como se pode verificar, neste trecho, o Rio Jamor recebe dois afluentes, a Ribeira das Forcadas e a Ribeira de Carenque. Esta apenas conflui com o Rio Jamor imediatamente a jusante dos muros do Palácio, já fora do perímetro do mesmo.

## 2.2. Sinopse Histórica

Os principais fenómenos de degradação patrimonial na envolvente do leito do Rio Jamor, dentro da propriedade do PNQ, estão sobretudo relacionados com fenómenos extremos associados a cheias.

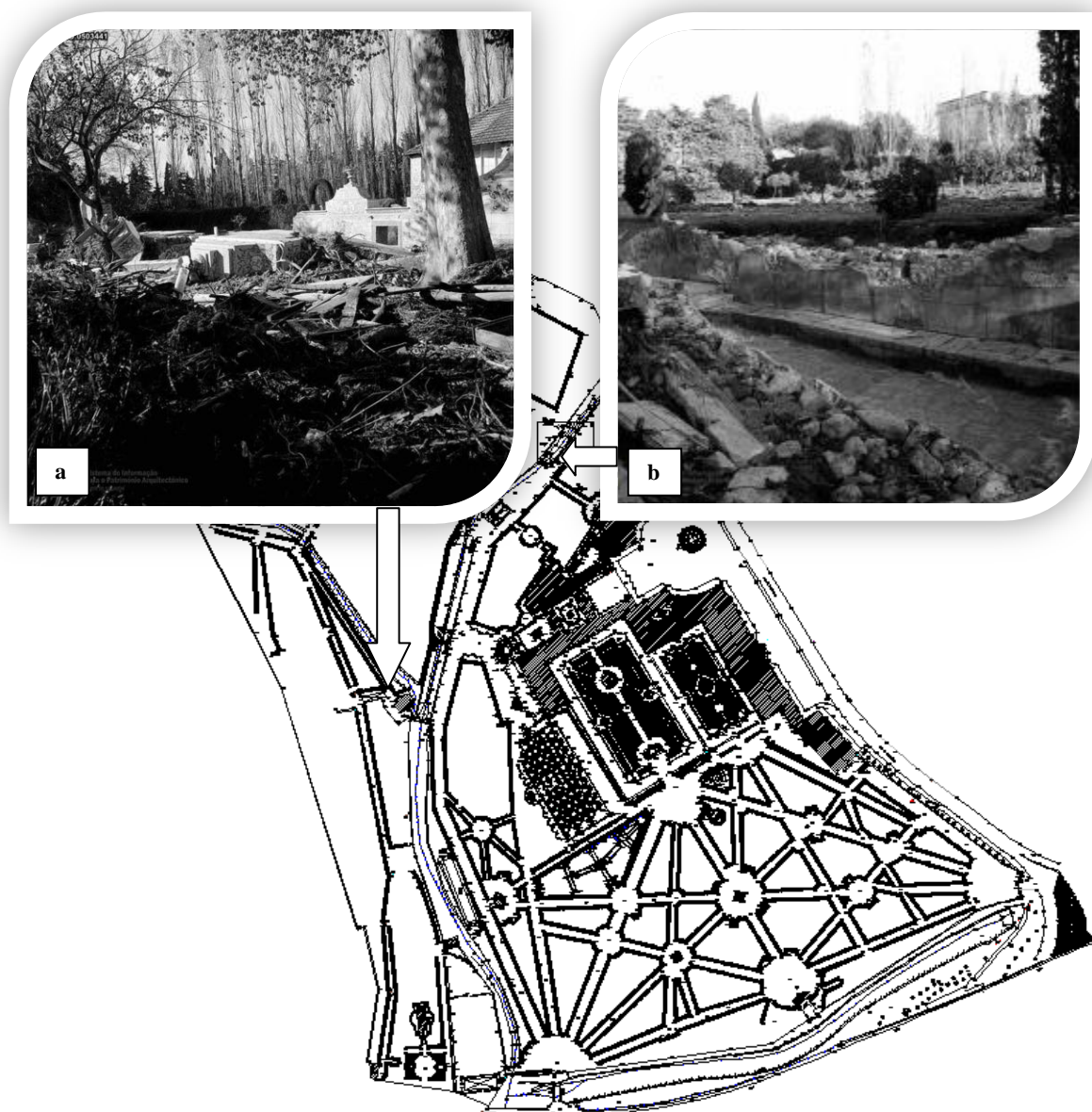
A necessidade recorrente de restauros na estrutura do canal e nos seus elementos decorativos, provocados por cheias no Rio Jamor, está relatada em vários documentos, havendo referências desde a conclusão do canal, em 1756 (Pereira e Luckhurst, 2005).

Na noite de 25 para 26 de Novembro de 1967, em pouco mais de 12 horas, a região de Lisboa foi atingida por fortes chuvas calamitosas. Perante a praia-mar, a subida das águas foi forte e rápida ficando ribeiras e esgotos sem capacidade para as escoar. A intensidade máxima ocorreu no período das 19h de dia 25 à uma hora do dia 26 (Amaral, 1968). A censura prévia, então vigente, impediu a divulgação do número de mortos, estimando-se em mais de 700.

Dada a inexistência de estações hidrométricas ou destruição destas pela cheia, não existem dados sobre os caudais atingidos (Ramos e Reis, 2001). Mas, na estação meteorológica do Monte Estoril, das 10h do dia 25 às 10h do dia 26 foram registados 159 mm, cerca de 1/5 da precipitação média anual, dos quais 129 mm em apenas cinco horas. O período de retorno foi calculado em 500 anos (Costa, 1986).

Também no Rio Jamor, esta precipitação provocou a ocorrência de uma cheia, que, à passagem pelo Palácio Nacional de Queluz, deixou um rasto de destruição. Ela fez desaparecer as comportas rígidas, junto ao actual Pavilhão de Chá, que, em ocasiões de cheia, obstruíam os caudais líquido e sólido, aumentando os estragos no canal.

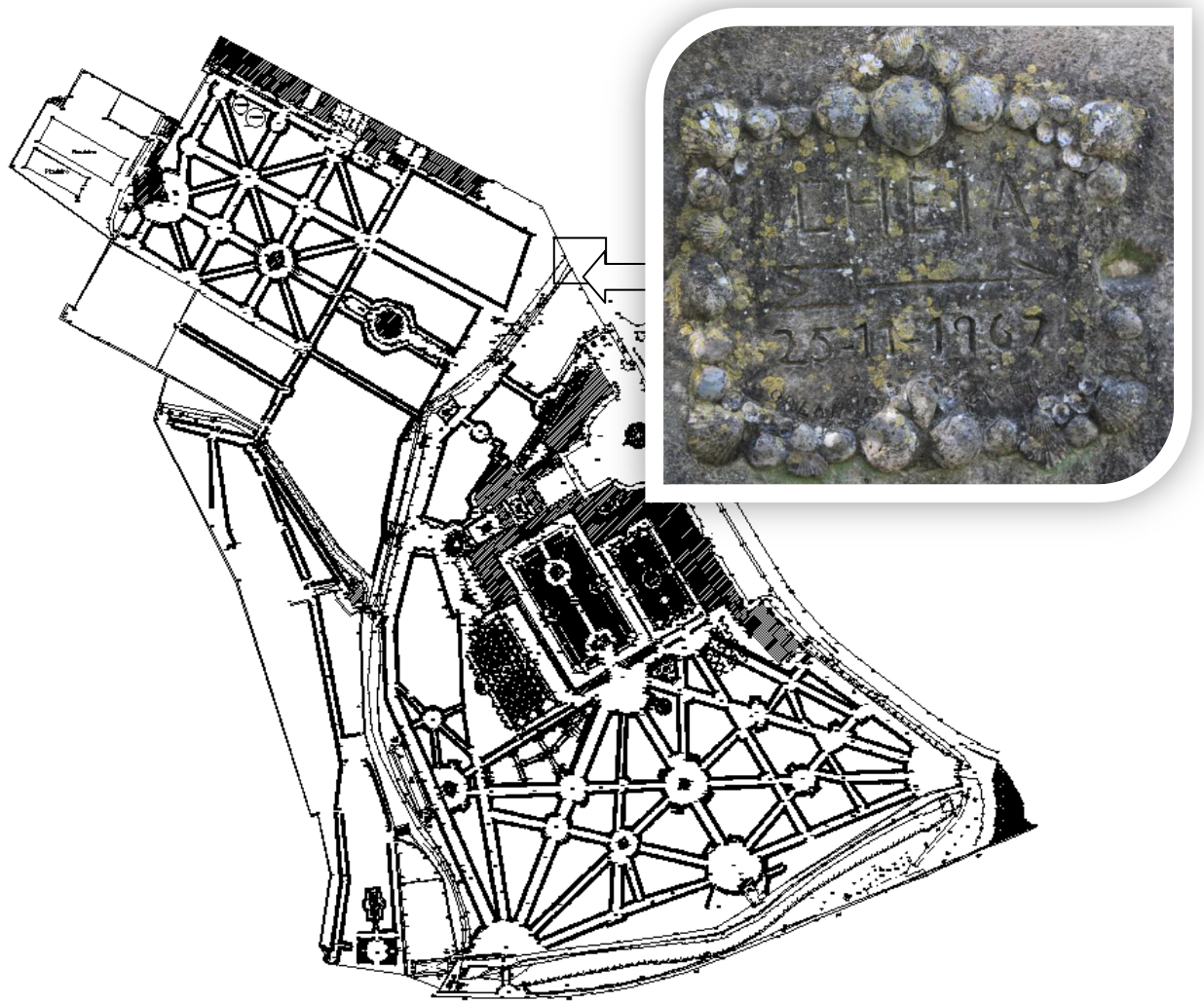
Para além da acumulação de sedimento, junto às comportas, registaram-se graves danos na estrutura de alvenaria do canal e no revestimento azulejar. O maciço central do túnel foi também afectado na sua estrutura e consequentemente desmontado pela então Direcção-Geral de Edifícios e Monumentos Nacionais (DGEMN), hoje, Instituto da Habitação e da Reabilitação Urbana (IHRU). O transbordo do rio provocou múltiplos danos nas estruturas decorativas, lagos e estátuas por arrastamento das águas, deslizamentos de terras e espessura dos depósitos de lama. As campanhas de restauro, levadas a efeito pela DGEMN, prolongaram-se por vários anos (Pereira e Luckhurst, 2005).



**Figura 2.4** - Danos provocados pelas cheias de 1967 no canal de Queluz, **a**) junto ao actual *Pavilhão do Chá*, **b**) à entrada do canal (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005)

A montante do PNQ, na ponte sob a Av. Eng. Duarte Pacheco, encontra-se uma marca da cheia de 1967, assim como de outra cheia, cuja data não se consegue identificar (Figura 2.5).

Também o nível da água junto à zona de confluência do Rio Jamor com a Ribeira de Carenque atingiu uma cota ligeiramente superior à cota do actual IC19, tendo sido criada uma marca de cheia nessa zona que ainda hoje pode ser vista (Figura 2.6).



**Figura 2.5** - Marca de cheia de 1967 a montante do PNQ, junto ao "Jardim dos Candeeiros" (07/10/2013)



**Figura 2.6** - Marca da cheia de 1967 no Eixo Viário IC19 (14/02/2013)

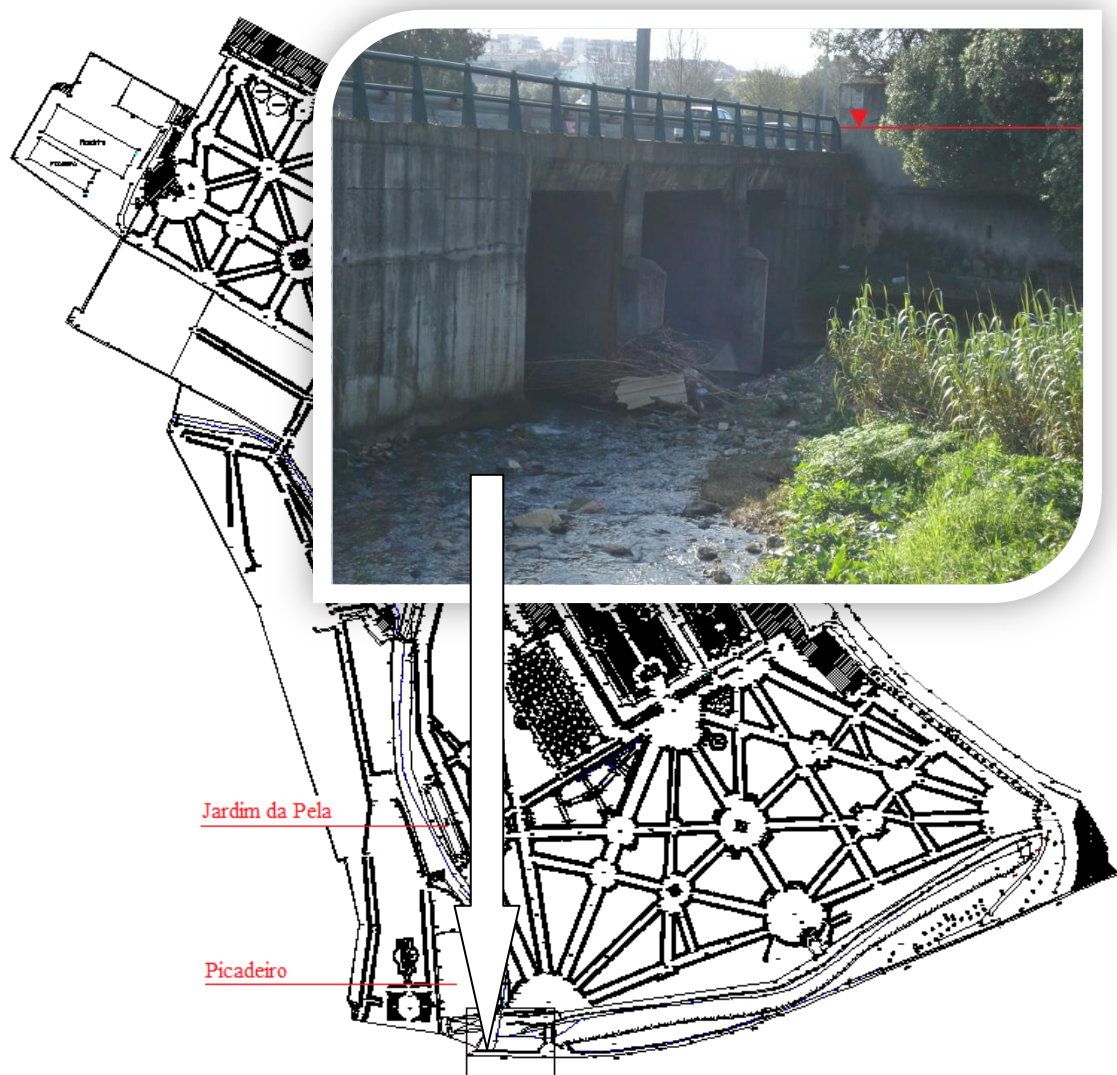


Figura 2.7 - Nível da água nas cheias de 1967 (14/02/2013)

Pode verificar-se, na Figura 2.7, a acumulação de material sólido grosseiro, canas e demais lixo, que confluem nesta secção, os próprios pilares intermédios do IC19 constituem uma obstrução ao escoamento.

O jardim botânico, hoje, *Picadeiro*, sofreu também várias intervenções ao longo dos anos, como aconteceu após a cheia de 1967, por se encontrar na zona mais baixa e crítica do jardim. Em caso de obstrução a jusante, o rio transborda facilmente para esta zona, o mesmo acontecendo no *Jardim da Pela*.

Na região de Lisboa, as inundações de 1967 desencadearam algumas iniciativas de limpeza e desobstrução dos leitos de cheia, mas as cheias de 1983 evidenciaram uma elevada vulnerabilidade de parte desse território a este tipo de evento (Pereira e Ventura, 2004). A partir das 20h do dia 18 de Novembro até à tarde do dia seguinte, verificaram-se precipitações intensas (Ramos e Reis, 2001). Os totais de precipitação do dia 19 foram de 112,1 mm em

Lisboa/Portela, 95,6 mm em Lisboa/Geofísico, 126,6 mm em Lisboa/Gago Coutinho e 96,5 mm no Estoril (Roxo e Ventura, 1986). No entanto, estes valores não correspondem aos máximos de precipitação para 24h, uma vez que as chuvas intensas começaram no dia anterior e, deste modo, os valores máximos são superiores (Leal, 2011). Costa (1986) admite que o máximo de precipitação registado em uma hora foi de 67 mm, estimando, para estas precipitações, um período de retorno entre 100 e 200 anos.

Leal (2011) comparou as cheias de 1967 e de 1983. Em 1967, a precipitação foi muito concentrada e intensa, em poucas horas (as precipitações máximas registadas em períodos entre 2 e 6 horas foram superiores às de 1983), e as bacias hidrográficas apresentavam uma maior vulnerabilidade. Na cheia de 1983, ao contrário do que sucedeu em 1967, as reservas do solo já estavam preenchidas, uma vez que a precipitação acumulada desde o início do ano hidrológico era muito elevada, as precipitações de 24 h foram superiores, embora menos concentradas que as de 1967, o máximo de escoamento dos cursos de água coincidiu com a maré alta, o que fez aumentar a inundação. Por fim, o aumento significativo das áreas edificadas a montante, aumentou o escoamento superficial e diminuiu o tempo de concentração.

Embora o número de mortos tenha sido bastante mais reduzido (estima-se em cerca de uma dezena), os danos provocados pelas cheias causaram grandes prejuízos materiais e deixaram milhares de pessoas desalojadas (Figura 2.8).



**Figura 2.8** - Manchete do Diário de Notícias: 20 de Novembro de 1983

O canal e jardins do PNQ foram novamente afectados por esta cheia, dentro do seu perímetro, seguindo-se novas recuperações nos caminhos, nas margens do rio e no revestimento azulejar (Pereira e Luckhurst, 2005).

O nível da água, embora não tenha atingido os níveis da cheia de 1967, atingiu novamente níveis críticos, inundando todo o *Jardim Botânico* e o *Jardim da Pela* (Figura 2.9).



**Figura 2.9** - Impacte das cheias no *Jogo da Pela* (1983) (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005)

Analogamente à marca de cheia de 1967, também a de 1983 ficou registada no Palácio Nacional de Queluz, embora o ano esteja incorrecto.



**Figura 2.10** - Marca de Cheia de Novembro de 1983 - Traseiras do actual Picadeiro, junto ao IC19 (14/02/2013)

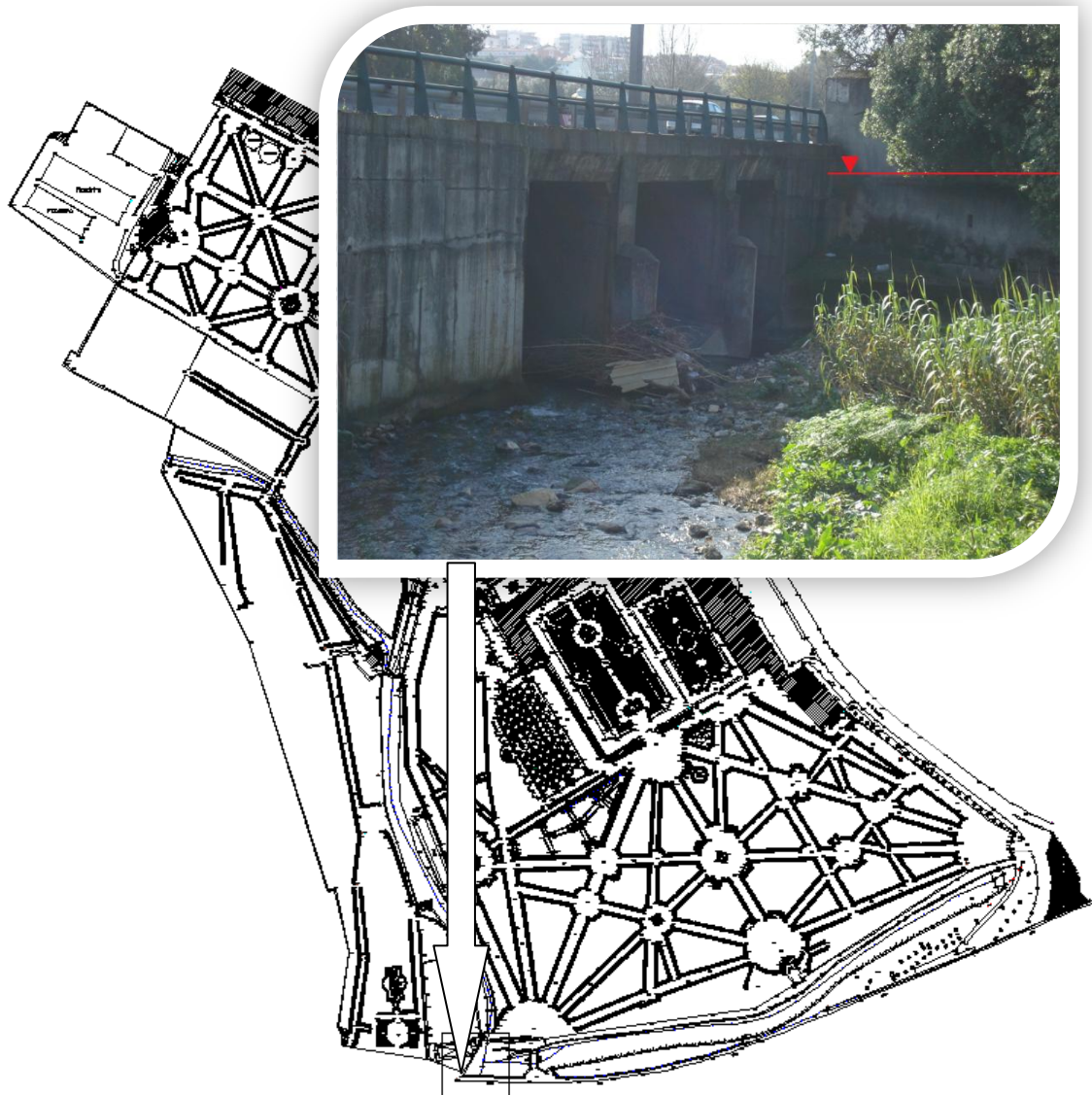
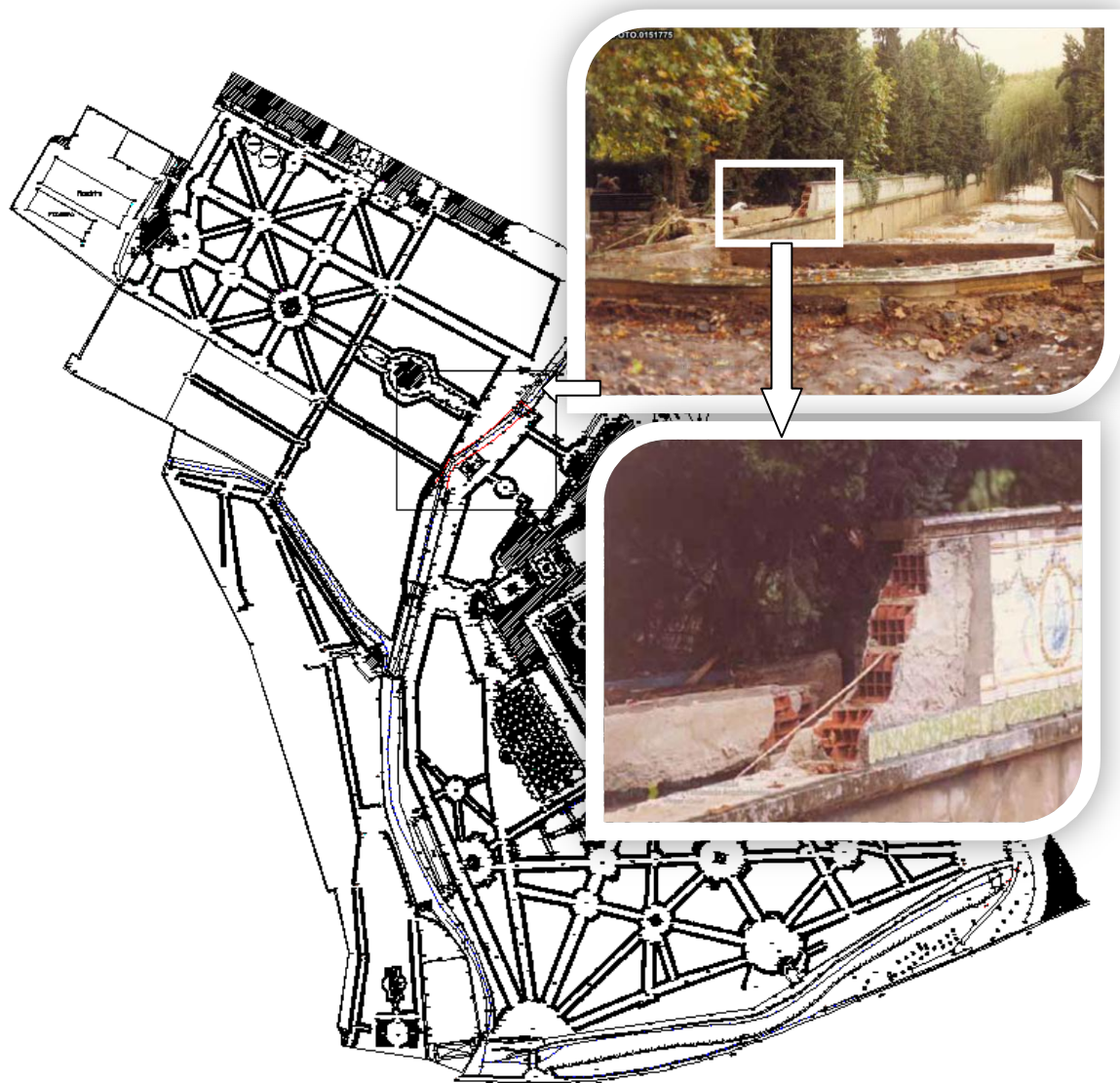


Figura 2.11 - Nível da água nas cheias de 1983 (14/02/2013)

O canal estrangulou também o escoamento das águas no trecho do túnel, fazendo com que as águas transbordassem a montante do mesmo, com arrastamento de pavimentos e estruturas, até à saída do Palácio a jusante (Figura 2.12).



**Figura 2.12** - Danos nas estruturas muradas do canal à entrada do túnel (1983) (adaptado de Pereira e Luckhurst, 2005)

Estes factores, no seu conjunto, explicam o desaparecimento de estatuária, dos pavilhões efémeros de recreio, da *Casa da Música* sobre o lago e são também responsáveis pela perda patrimonial nos azulejos do canal (Pereira e Luckhurst, 2005).

No dia 18 de Fevereiro de 2008, o distrito de Lisboa sofreu o maior episódio de precipitação desde que se começaram a registar, em 1864, as precipitações diárias no Instituto Geofísico Infante D. Luís (Fragoso et al., 2010). Nesse dia, foram registados 118.4 mm, excedendo o anterior recorde em precipitação diária datado de 1876. Este evento ficou marcado pelo seu confinamento espacial, uma vez que se concentrou sobretudo na região de Lisboa (Fragoso et al., 2010).

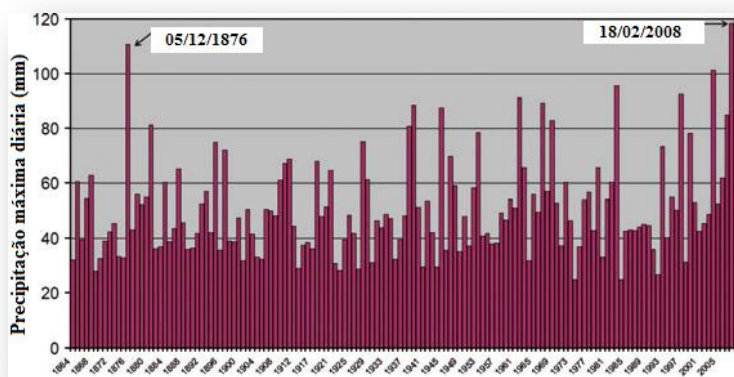


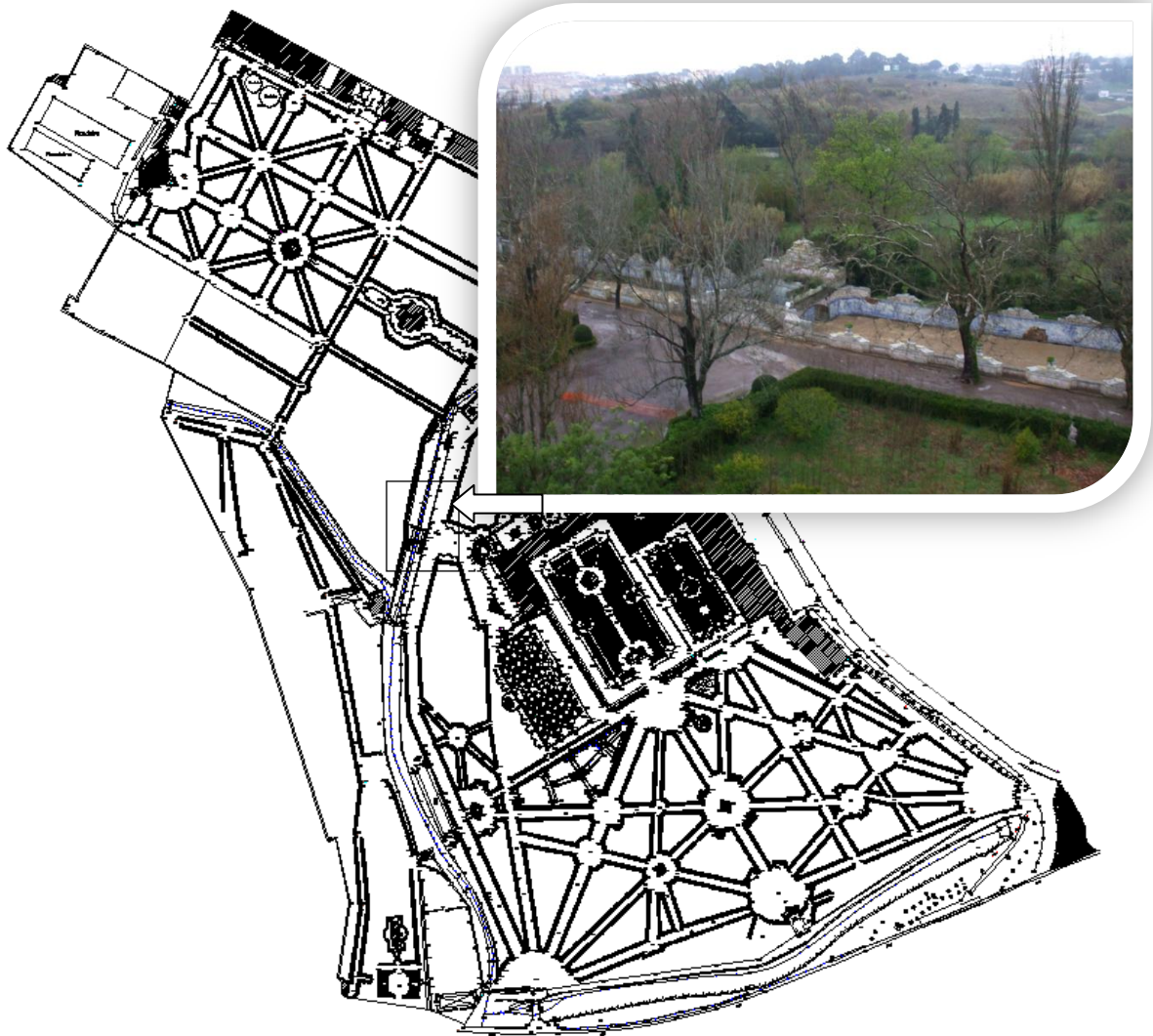
Figura 2.13 - Variação anual da precipitação máxima diária em Lisboa/Geofísico (adaptado de Fragoso *et al.*, 2010)

Comparativamente, as características das precipitações que desencadearam as cheias de 2008 são diferentes das que se verificaram em 1967 e 1983. Em geral, apresentaram uma magnitude inferior, confirmada através dos períodos de retorno calculados para algumas estações com dados horários (Leal, 2011). Assim, o período de retorno da precipitação verificada em 24 horas na estação do Cacém é inferior a 50 anos e em Caneças inferior a 25 anos. Contudo, em São Julião do Tojal (a estação mais relevante para a bacia respeitante a este estudo), o período de retorno foi estimado em 160 anos e, no Instituto Geofísico Infante D. Luís, em 220 anos (adaptado de Fragoso *et al.*, 2010). O balanço final da Autoridade Nacional de Protecção Civil apontou para 3 mortos (2 no Rio Jamor - Belas e 1 em Frielas), 5 feridos e 301 desalojados (adaptado de Leal, 2011).



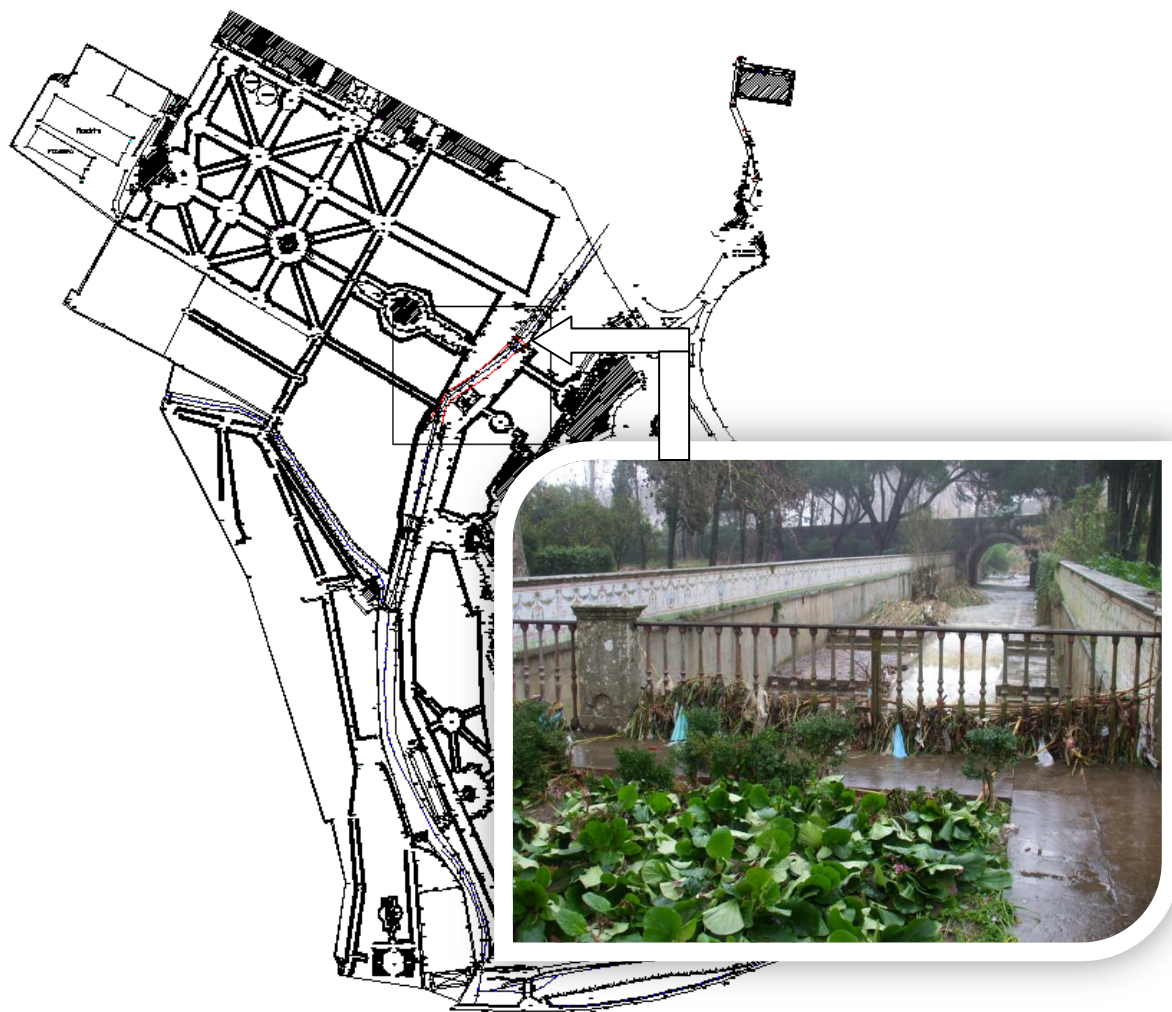
Figura 2.14 - Excerto do Diário de Notícias sobre os valores de precipitação em 2008 (Oliveira, 2009)

Os danos registados no PNQ foram, mais uma vez, devastadores. Esta cheia provocou inundações em toda a área junto ao canal, condicionando a circulação nos jardins, danificando estruturas do canal em algumas secções, estatuária e o próprio revestimento do canal como se poderá ver nas Figuras 2.15 a 2.21.



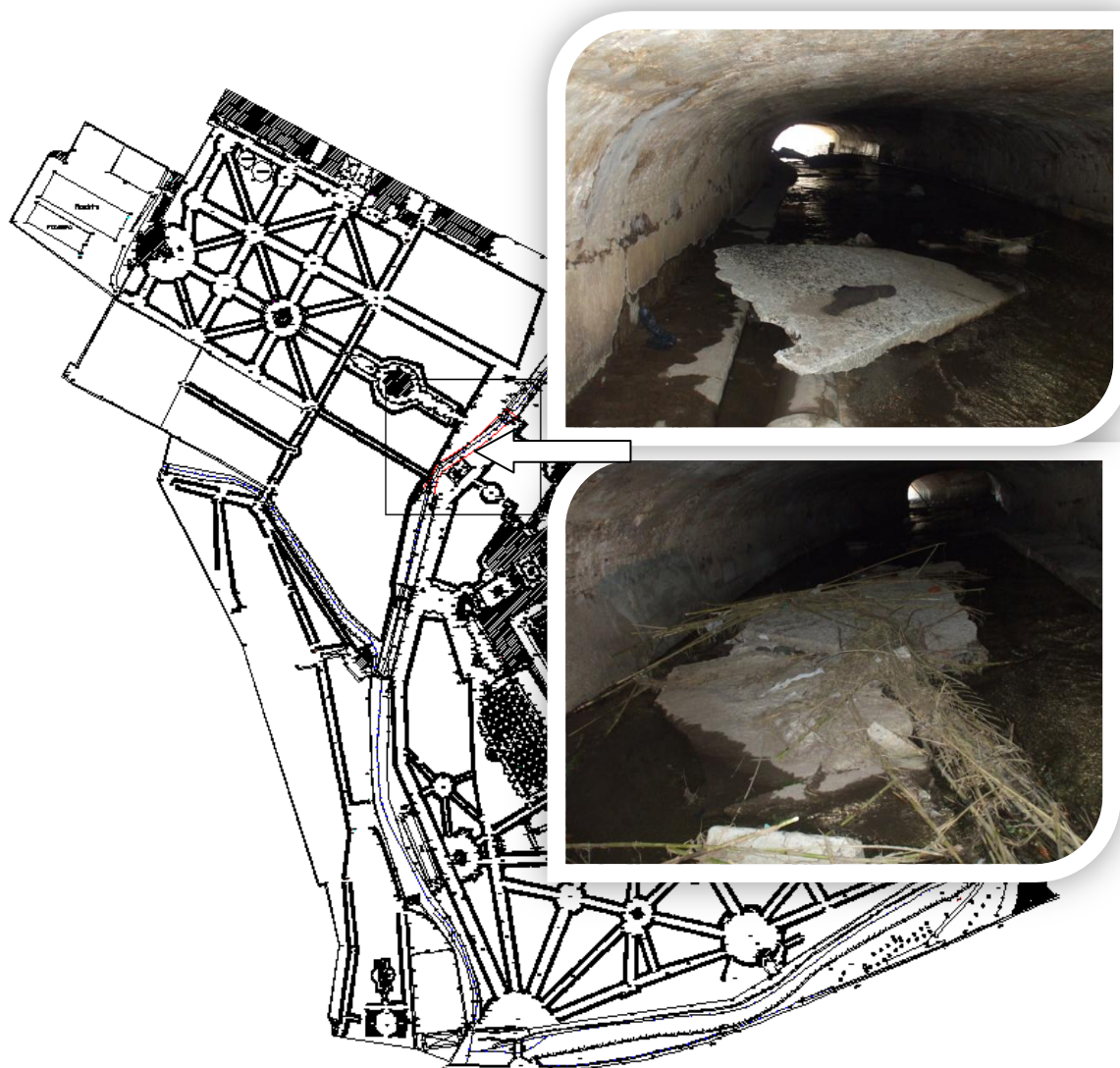
**Figura 2.15** - Inundações junto à ponte de azulejos sobre o canal (2008) (foto: Herculano do Rosário, PSML)

O canal voltou a estrangular o escoamento à entrada do túnel, tendo provocado o transbordo de água a montante e sobre o mesmo. Na Figura 2.16, podemos verificar uma quantidade significativa de detritos retidos pelo gradeamento, reduzindo a secção útil de escoamento.



**Figura 2.16** - Detritos acumulados por cima da entrada do túnel (2008) (foto: Herculano do Rosário, PSML)

O próprio túnel, que havia sido reconstruído após as cheias de 1983, sofreu bastantes danos, tanto na estrutura como no próprio revestimento, sendo possível visualizar partes do pavimento do túnel arrancadas pela força da água (Figura 2.17).



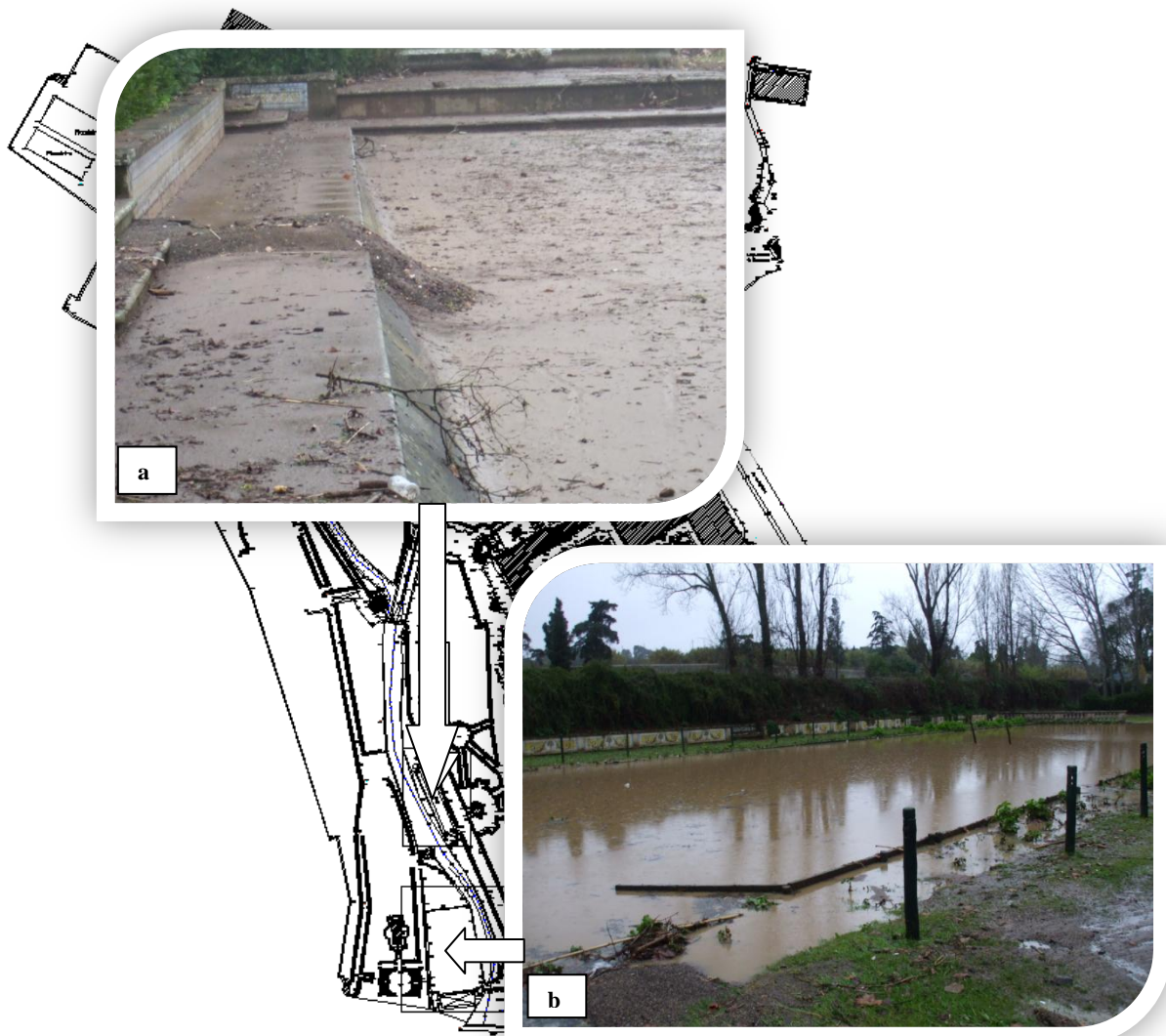
**Figura 2.17** - Camada betuminosa do túnel arrancada pela força da água - Vista de Montante (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML)

Na zona de confluência com a Ribeira de Carenque, a jusante do Palácio, houve nova acumulação de caudal sólido, provocando danos estruturais na ponte, que ainda hoje aguarda uma intervenção, tendo apenas sido criado um perímetro de segurança para dificultar o acesso a essa zona.



**Figura 2.18** - Acumulação de material sólido na entrada da ponte (vista de montante) (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML)

Também o *Picadeiro* e o *Jogo da Pela* voltaram a ficar inundados por esta cheia. No *Jogo da Pela*, ainda hoje é possível verificar um desnivelamento de terras devido ao assoreamento provocado pela cheia, conforme Figuras 2.19 e 2.20.

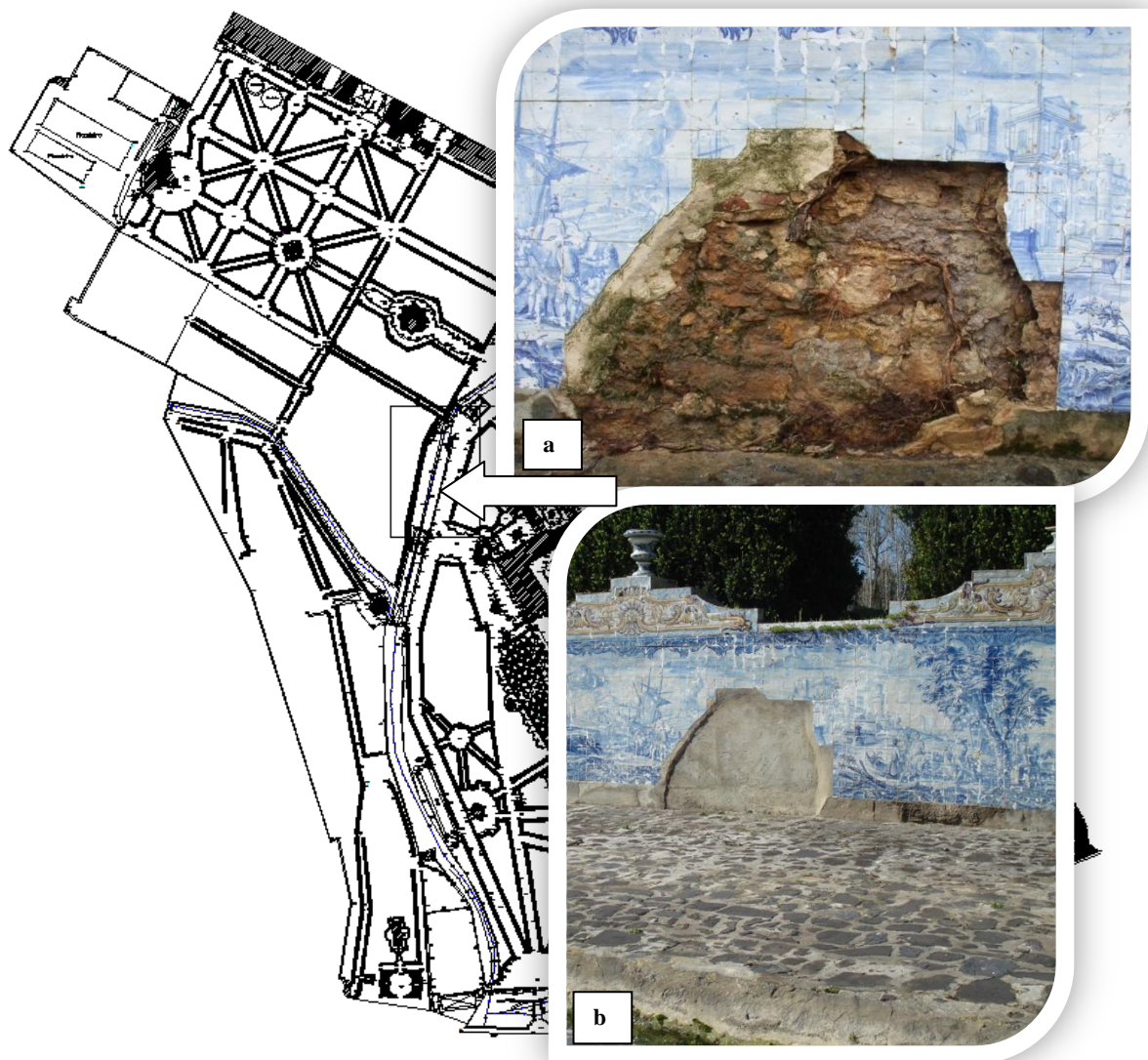


**Figura 2.19 - a)** Danos provocados pelas cheias no *Jogo da Pela*; **b)** Inundação no *Picadeiro* (fotos: Herculano do Rosário, PSML)



**Figura 2.20 -** Desnivelamento de terras provocado pelas cheias de 2008 (14/02/2013)

Alguns azulejos do canal foram arrancados pela força das águas, não tendo ainda sido repostos, apenas foi rebocada a parede do canal na zona em questão.



**Figura 2.21 - a)** Painel de azulejos destruído devido à força das águas (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML); **b)** Zona rebocada do painel destruído (14/02/2013)

O mês de Março de 2013 caracterizou-se por valores muito elevados da quantidade de precipitação um pouco por todo o país. Nesse mês, o valor médio da quantidade de precipitação foi de 222 mm, 161 mm acima da média de 1971-2000, foi o sétimo mês de Março mais chuvoso desde 1931 (adaptado de IPMA, 2013).

O valor médio mensal registado no Instituto Geofísico Infante D. Luís em Lisboa foi de 240 mm. Em igual período, o máximo registado foi de 219 mm no ano de 1959 (adaptado de IPMA, 2013). Porém, não foi possível obter os valores de precipitação diária relativa ao mês de Março, uma vez que o Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) suspendeu a publicação dos dados meteorológicos a partir do ano hidrológico de 2012/2013 por

falta de condições financeiras e técnicas. De facto, desde Março de 2010 que a manutenção das estações de monitorização automáticas está suspensa o que poderá incorrer em falhas na disponibilização de dados ao público, pelo que deixou de haver fiabilidade dos dados a partir dessa data.

No dia 31 de Março de 2013, houve precipitações intensas durante a noite, que, apesar de terem reduzido de intensidade, continuaram durante o dia. Este evento traduziu-se no dia com o maior registo de precipitações em Lisboa no mês de Março, atingindo os 35,8 mm (IPMA, 2013).

Se as chuvas se tivessem prolongado com intensidade da noite de 31 de Março para 1 de Abril, teriam tido consequências desastrosas para o PNQ, mais uma vez. Segundo IPMA (2013), em 31 de Março, o solo estava totalmente saturado em todo o território, favorecendo a ocorrência de cheias repentinas. Nesse dia, fez-se um levantamento fotográfico no PNQ de forma a monitorizar o Rio Jamor à passagem pelo Palácio. Na zona de confluência com a Ribeira de Carenque, pode verificar-se o nível da água e a existência, mais uma vez, de obstruções ao escoamento (Figura 2.22).



Figura 2.22 - Confluência do Rio Jamor com a Ribeira de Carenque (vista de montante) (31/03/2013)

## **CAPÍTULO 3 - ANÁLISE DE CHEIAS**

### **3.1. Considerações Gerais**

As características da precipitação influenciam o carácter das cheias que provocam. Um dos modos de avaliar este fenómeno é através da sua velocidade de progressão e dos caudais de ponta. No clima mediterrânico, que afecta a maior parte de Portugal, cheias rápidas, que resultam de episódios de precipitação intensa e concentrada em poucas horas, assumem particular relevo, e são perigosas, dado o seu carácter repentino.

Segundo o Serviço Hidrográfico Italiano, uma cheia diz-se ordinária quando o valor máximo atingido pelo caudal (ou pela altura de água) numa dada secção de um rio é ultrapassado em 75% dos anos, de contrário, a cheia é classificada de excepcional (Quintela, 1996).

A estimação do caudal máximo de cheia ou do hidrograma respectivo pode ser de dois tipos (Correia, 1983):

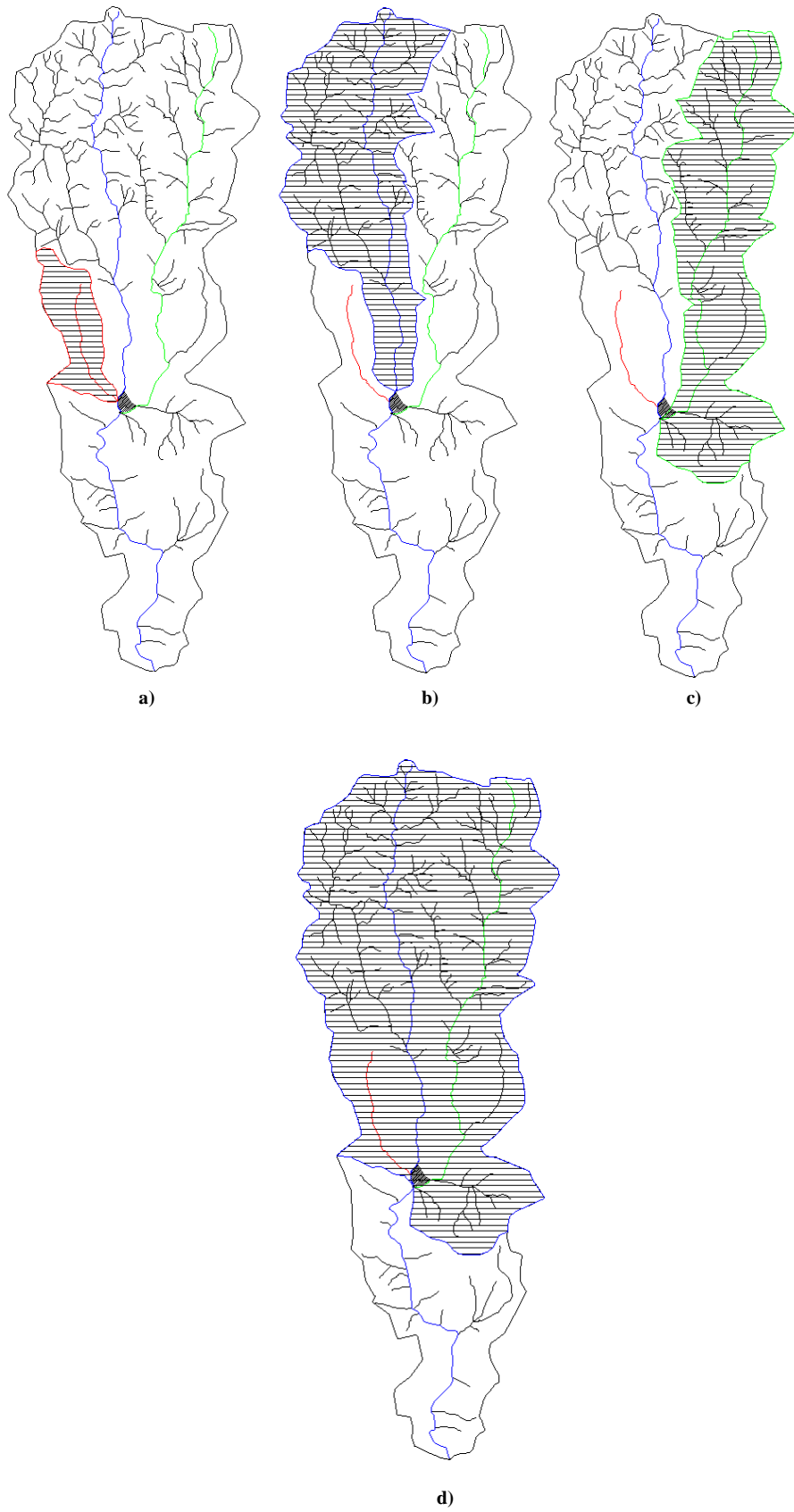
- 1) Avaliação: As estimativas são associadas a dado período de retorno ou correspondem à ocorrência de precipitações em condições pré-fixadas;
- 2) Previsão: É acompanhada da informação de quando se prevê que ocorram as estimativas realizadas.

### **3.2. Caracterização da Bacia Hidrográfica**

A delimitação da bacia hidrográfica do Rio Jamor foi feita com recurso ao programa AutoCAD, tendo por base as Cartas Militares N°416, 417, 430 e 431 do IGEOE.

Na Figura 3.1, apresentam-se as sub-bacias do Rio Jamor modeladas neste estudo:

- a) Ribeira das Forcadas;
- b) Rio Jamor a montante do PNQ (entrada);
- c) Ribeira de Carenque;
- d) Rio Jamor a jusante do PNQ (confluência com a Ribeira de Carenque).



**Figura 3.1** – Sub-bacias do Rio Jamor modeladas, **a)** Ribeira das Forcadas, **b)** Rio Jamor a montante do PNQ (entrada), **c)** Ribeira de Carenque, **d)** Rio Jamor a jusante do PNQ (confluência com a Ribeira de Carenque)

A sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ (Figura 3.1, alínea d)), representa em termos de área, a soma das três sub-bacias enunciadas anteriormente, mais uma pequena área correspondente ao trecho entre a sub-bacia da Ribeira das Forçadas e a confluência com a Ribeira de Carenque, refletindo-se o mesmo, nos valores de caudal de ponta.

A Tabela 3.1 resume as características geométricas destas sub-bacias, com relevância para esta análise. A área da sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ é naturalmente quase igual à soma da área da sub-bacia da Ribeira das Forçadas com a área da sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ. Em relação ao comprimento da linha de água principal, o mesmo corresponde ao comprimento da linha de água da sub-bacia do Rio Jamor a montante do Palácio mais o comprimento total do trecho situado no PNQ ( $\cong 530$  m).

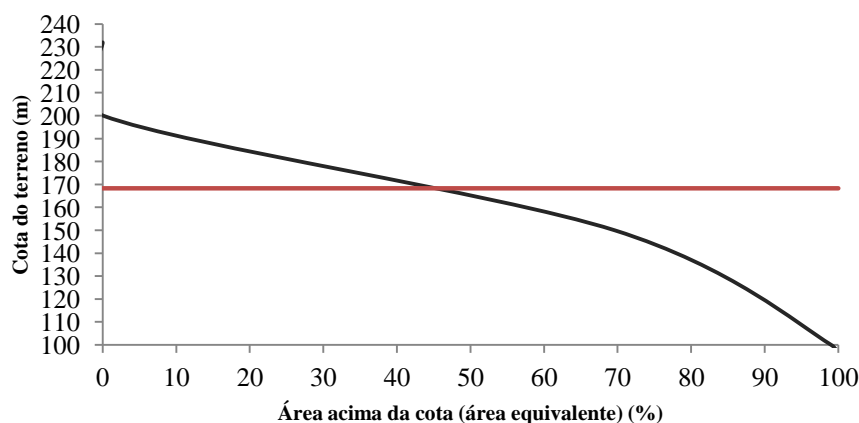
**Tabela 3.1** – Características geométricas das sub-bacias do Rio Jamor em estudo

	SUB-BACIAS			
	Rib <sup>a</sup> das Forçadas	Rio Jamor a montante do PNQ	Rib <sup>a</sup> de Carenque	Rio Jamor a jusante do PNQ
A (km <sup>2</sup> )	2,7	14,5	16,1	33,4
L (km)	2,8	8,67	9,6	9,2

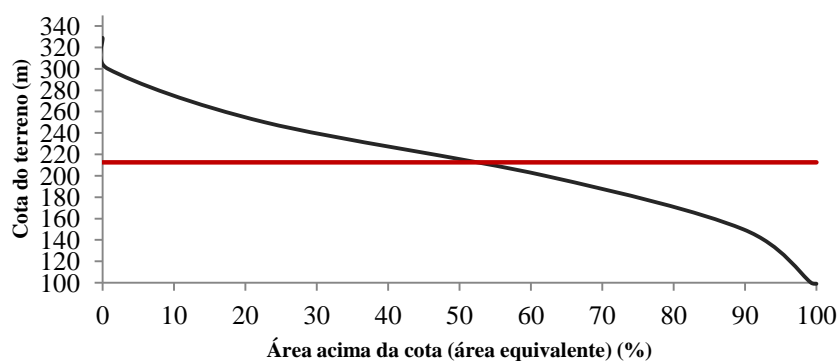
A= Área da bacia hidrográfica (km<sup>2</sup>)

L= Desenvolvimento do curso de água principal (km)

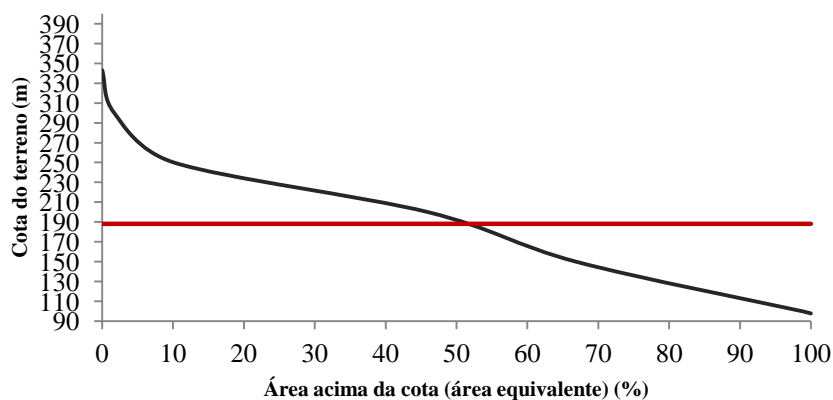
Nas Figuras 3.2 a 3.4, apresentam-se as curvas hipsométricas das sub-bacias em estudo. Recordar-se que a curva hipsométrica corresponde à relação entre uma determinada cota do terreno, em ordenadas, e a percentagem de área acima dessa cota, em abcissas.



**Figura 3.2** – Curva hipsométrica da sub-bacia da Ribeira das Forçadas



**Figura 3.3** – Curva hipsométrica da sub-bacia do Rio Jamor



**Figura 3.4** - Curva hipsométrica da sub-bacia da Ribeira de Carenque

A altitude média destas sub-bacias é de 168 m, 213 m e 188 m, respectivamente.

### 3.3. Metodologias para a Determinação dos Caudais de Ponta de Cheia

#### 3.3.1. Considerações Gerais

Na bacia hidrográfica do Rio Jamor, encontram-se localizadas duas estações hidrométricas (Pires, 2013), a estação hidrométrica de Senhora da Rocha (21B/04H) e a estação hidrométrica de Ponte Lido - Amadora (21B/05H), esta última extinta em 30 de Setembro de 1990 (Figura 3.5).



**H** Estação Hidrométrica

**M** Estação Meteorológica

**Figura 3.5** - Distribuição espacial das estações meteorológicas e postos udométricos

Os dados divulgados pelo SNIRH para a estação de Senhora da Rocha compreendem apenas dois anos de caudais instantâneos máximos anuais (1988/1989 com  $4,77 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  e 1989/1990 com  $24,34 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ).

### 3.3.2. Tempo de Concentração

Recorreu-se às fórmulas de Giandotti, Kirpich e Témez para calcular o tempo de concentração para as sub-bacias em estudo.

A fórmula de Giandotti é a seguinte:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{h_m}} \quad (3.1)$$

onde:

$t_c$  - Tempo de concentração (h);

$A$  - Área da bacia hidrográfica ( $\text{km}^2$ );

$L$  - Comprimento do curso de água principal (km);

$h_m$  - Altura média da bacia hidrográfica (m).

A fórmula de Kirpich pode escrever-se:

$$t_c = 0,946 \frac{L^{1,155}}{\Delta H^{0,385}} \quad (3.2)$$

com:

$t_c$  - Tempo de concentração (h);

$L$  - Comprimento do curso de água principal (km);

$\Delta H$  - Diferença máxima de cotas no curso de água principal (m).

A fórmula de Kirpich é recomendada para bacias hidrográficas rurais, com canais bem definidos e declives entre 3 e 10% (Hipólito e Vaz, 2011).

Por fim, a fórmula de Témez pode ser dada por:

$$t_c = 1,115 \frac{L^{0,95}}{\Delta H^{0,19}} \quad (3.3)$$

onde  $t_c$ ,  $L$  e  $\Delta H$  têm os mesmos significados que na fórmula de Kirpich.

### 3.3.3. Caudais de Ponta de Cheia

#### 3.3.3.1. Método Racional

A Fórmula Racional é muito utilizada para determinar caudais de ponta de cheia em bacias hidrográficas de pequena dimensão, dada a sua simplicidade. A razão para se restringir a sua aplicação a bacias de pequena dimensão tem a ver com os pressupostos do método (Hipólito e Vaz, 2011), e.g.:

- A precipitação ocorre uniformemente em toda a bacia;
- A intensidade é constante ao longo da duração da precipitação, que se toma igual ao tempo de concentração da bacia.

Ela pode ser expressa pela equação dimensionalmente homogénea:

$$Q_p = C.I.A \quad (3.4)$$

onde:

$Q_p$  - Caudal de ponta ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ );

$C$  - Coeficiente adimensional que depende do tipo e uso dos terrenos superficiais, do respectivo declive e ainda do período de retorno, aumentando com este;

I - Intensidade média de precipitação com duração igual ao tempo de concentração e o período de retorno desejado para a cheia ( $m s^{-1}$ );

A - Área da bacia ( $m^2$ ).

Para I em  $mm h^{-1}$  e A em  $km^2$ , (5.1) pode escrever-se (Hipólito e Vaz, 2011):

$$Q_p = 0,278.C.I.A \quad (3.5)$$

Com o aumento da intensidade da precipitação, as perdas, por interceptação, infiltração, retenção superficial ou outras, não são as mesmas e, nesse caso, o coeficiente C deve aumentar. Como a intensidade da precipitação é função do período de retorno, o coeficiente C pode ser posto em função deste último (Tabela 3.2).

**Tabela 3.2** - Valores do coeficiente C da Fórmula Racional (Hipólito e Vaz, 2011)

Características superficiais	Período de retorno (ano)						
	2	5	10	25	50	100	500
<b>Zonas urbanas</b>							
Asfalto	0,73	0,77	0,81	0,85	0,9	0,95	1
Betão/coberturas	0,75	0,8	0,83	0,88	0,92	0,97	1
Relvados (parques, jardins...)							
Relvado em menos de 50% da área							
Declive fraco, 0-2%	0,32	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,58
Declive médio, 2-7%	0,37	0,4	0,43	0,45	0,49	0,53	0,61
Declive forte, > 7%	0,4	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
Relvado entre 50% e 75% da área							
Declive fraco, 0-2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Declive médio, 2-7%	0,33	0,35	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Declive forte, > 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
Relvado em mais de 75% da área							
Declive fraco, 0-2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Declive médio, 2-7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Declive forte, > 7%	0,34	0,37	0,4	0,44	0,47	0,51	0,58
<b>Zonas rurais</b>							
Terra cultivada							
Declive fraco, 0-2%	0,31	0,34	0,35	0,4	0,43	0,47	0,57
Declive médio, 2-7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,6
Declive forte, > 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastagens							
Declive fraco, 0-2%	0,25	0,28	0,3	0,34	0,37	0,41	0,53
Declive médio, 2-7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Declive forte, > 7%	0,37	0,4	0,42	0,46	0,49	0,53	0,6
Mata/floresta							
Declive fraco, 0-2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Declive médio, 2-7%	0,31	0,34	0,36	0,4	0,43	0,47	0,56
Declive forte, > 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Os valores de intensidade média máxima, para qualquer duração e período de retorno, são obtidos directamente a partir de expressões analíticas ou gráficos das curvas intensidade-duração-frequência (IDF), como o da Figura 3.6, do tipo:

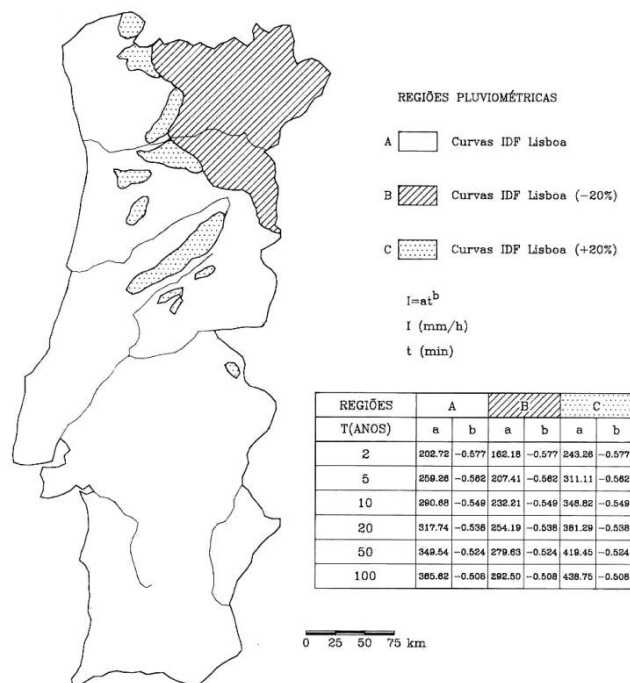
$$I (mm h^{-1}) = a.t^b \quad (3.6)$$

onde:

$I$  - Intensidade média de precipitação ( $\text{mm h}^{-1}$ );

$a, b$  - Coeficientes de ajustamento de regressão, que dependem do período de retorno;

$t$  - Duração da chuvada ou tempo de concentração (minutos).



**Figura 3.6** - Curvas de Intensidade-Duração-Frequência (IDF), aplicáveis a Portugal Continental [Anexo IX do Decreto Regulamentar n.º23/95, de 23 de Agosto]

Os parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF, para os postos admissíveis para a bacia hidrográfica do Rio Jamor (São Julião do Tojal e Lisboa) e para durações de chuvada entre 30 minutos e 6 horas estão representados na Tabela 3.3 (Brandão e Rodrigues, 2001).

**Tabela 3.3** - Parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF dos postos udográficos considerados (adaptado de Brandão e Rodrigues, 2001)

Posto Udográfico	Períodos de Retorno (anos)											
	2		5		10		20		50		100	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
Lisboa	251,820	-0,628	345,320	-0,634	407,360	-0,637	466,920	-0,639	544,070	-0,641	601,920	-0,642
São Julião do Tojal	205,930	-0,596	238,700	-0,544	265,170	-0,525	292,010	-0,512	327,900	-0,500	355,320	-0,493

### 3.3.3.2. Hidrograma de Giandotti

A fórmula de Giandotti tem sido incluída em regulamentos de diversos países (Hipólito e Vaz, 2011). A fórmula, com uma estrutura semelhante à da Fórmula Racional, pode escrever-se:

$$Q = \frac{\lambda.A.P}{t_c} \quad (3.7)$$

onde:

Q - Caudal de ponta de cheia para determinado período de retorno ( $m^3 s^{-1}$ );

A - Área da bacia hidrográfica ( $km^2$ );

P - Altura da precipitação correspondente a uma duração igual ao tempo de concentração e para esse período de retorno (mm);

$t_c$  - Tempo de concentração (h);

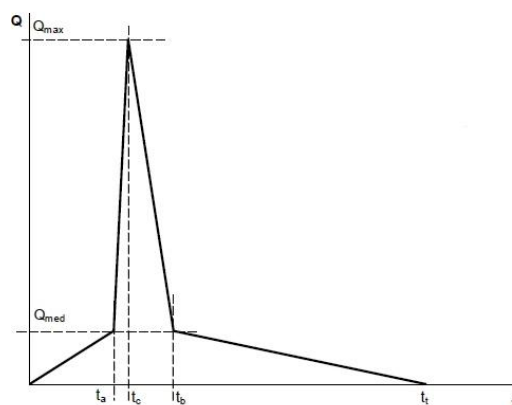
$\lambda$  - Parâmetro função da área da bacia (Tabela 3.4)

A fórmula de Giandotti pode transformar-se na Fórmula Racional adoptando  $I = P/t_c$  e  $C=3,6 \lambda$  (Hipólito e Vaz, 2011).

**Tabela 3.4** - Valores do coeficiente  $\lambda$  da fórmula de Giandotti (Hipólito e Vaz, 2011)

Área da bacia (Km <sup>2</sup> )	<300	300-500	500-1000	1000-8000	8000-20000	20000-70000
$\lambda$	0,346	0,277	0,197	0,100	0,076	0,055

A Figura 3.7 apresenta o traçado do Hidrograma de Giandotti.



**Figura 3.7** - Hidrograma de Giandotti (Oliveira, 2010)

Os cinco pontos que definem o hidrograma são determinados pelas seguintes equações:

$$Q_{med} = \frac{\psi \cdot P \cdot A}{t_t} \quad (3.8)$$

$$Q_{max} = \rho \cdot Q_{med} \quad (3.9)$$

$$t_t = \gamma \cdot t_c \quad (3.10)$$

$$t_a = \frac{\rho - 1}{\rho} t_c \quad (3.11)$$

$$t_b = \frac{(\gamma - 1) + \rho}{\rho} t_c \quad (3.12)$$

onde:

$P$  - Precipitação com duração igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica e período de retorno igual ao que se pretende para o caudal de ponta (m);

$A$  - Área da bacia hidrográfica (m<sup>2</sup>);

$Q_{med}$ ,  $Q_{max}$  - Caudal médio e máximo, respectivamente (m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>);

$t$  - Tempo (s)

A Tabela 3.5 apresenta os parâmetros  $\rho$ ,  $\psi$  e  $\gamma$  necessários para a definição do hidrograma.

**Tabela 3.5** - Parâmetros do hidrograma de Giandotti (Hipólito e Vaz, 2011)

A (km <sup>2</sup> )	$\rho$	$\gamma$	$\psi$	$\frac{\rho\psi}{\gamma}$
<300	10	4,0	0,50	1,25
300-500	8	4,0	0,50	1,00
500-1000	8	4,5	0,40	0,71
1000-8000	6	5,0	0,30	0,36
8000-20000	6	5,5	0,25	0,27
20000-70000	6	6,0	0,20	0,20

Quintela (1996), aconselha que se adopte, para  $A < 500$  km<sup>2</sup>,

$$\rho = 6,5 \quad \gamma = 4,0 \quad \psi = 0,50$$

### 3.4. Determinação de Caudais de Ponta para Vários Períodos de Retorno

#### 3.4.1. Sub-bacia da Ribeira das Forçadas

O tempo de concentração desta sub-bacia foi calculado com recurso às fórmulas enunciadas anteriormente e apresenta-se na Tabela 3.6. O valor adoptado corresponde ao valor médio obtido pelas fórmulas.

**Tabela 3.6** – Tempo de Concentração na Ribeira das Forçadas

Fórmulas Aplicadas	Tempo de Concentração (h)
Giandotti	1,52
Kirpich	0,46
Témez	1,16
<b>Média</b>	<b>1,04</b>

Para o cálculo do caudal de ponta, recorreu-se, em primeiro lugar, à Fórmula Racional (3.5). Na sub-bacia da Ribeira das Forçadas, o valor do coeficiente C nesta fórmula pode ser dado por:

**Tabela 3.7** - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia da Ribeira das Forçadas

Tipo de Ocupação	Período de Retorno (anos)							
	2	5	10	20	25	50	100	500
Zona Urbana Relvado em menos de 50% da área e declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,44	0,45	0,49	0,53	0,61

Apresenta-se, nas Tabelas 3.8 e 3.9, a intensidade média máxima ( $\text{mm h}^{-1}$ ) adoptada para a sub-bacia da Ribeira das Forçadas, segundo a fórmula (3.6), bem como os parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF, para os postos admissíveis (Lisboa e São Julião do Tojal) e para durações de chuvada entre 30 minutos e 6 horas (Brandão e Rodrigues, 2001).

**Tabela 3.8** – Parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa

Posto Udográfico	T (anos)	2	5	10	20	50	100
Lisboa	a	251,820	345,320	407,360	466,920	544,070	601,920
	b	-0,628	-0,634	-0,637	-0,639	-0,641	-0,642
Precipitação em 1 h (mm)		18,7	25,1	29,2	33,2	38,4	42,3

**Tabela 3.9** - Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal

Posto Udográfico	T (anos)	2	5	10	20	50	100
São Julião do Tojal	a	205,93	238,700	265,170	292,010	327,900	355,320
	b	-0,596	-0,544	-0,525	-0,512	-0,5	-0,493
Precipitação em 1 h (mm)		17,5	25,1	30,2	35,1	41,4	46,2

Adopta-se um valor para a intensidade média máxima correspondente ao valor médio obtido nos dois postos, conforme Tabela 3.10.

**Tabela 3.10** – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia da Ribeira das Forçadas

Precipitação em 1 h (mm)	T (anos)					
	2	5	10	20	50	100
	18,1	25,1	29,7	34,1	39,9	44,2

Finalmente, na Tabela 3.11, apresenta-se o valor do caudal de ponta para os vários períodos de retorno, com recurso à Fórmula Racional.

**Tabela 3.11** – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia da Ribeira das Forçadas

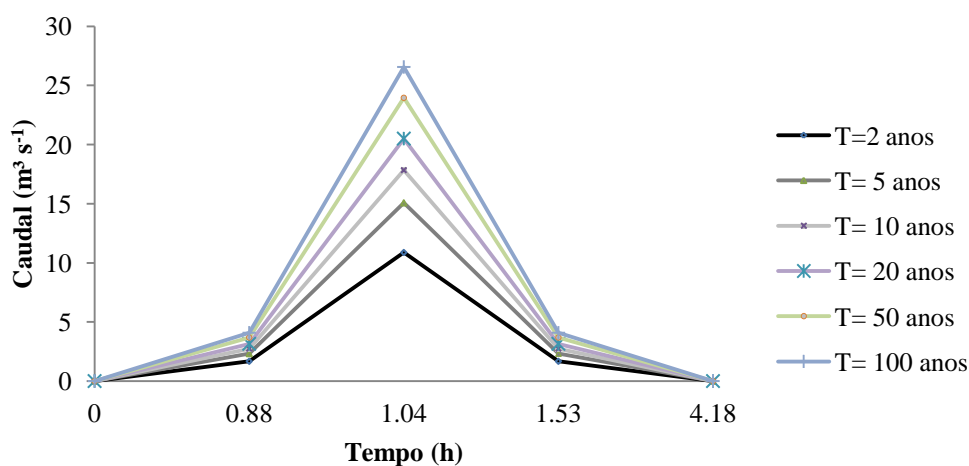
T (anos)	Qp ( $m^3 s^{-1}$ )
2	5,0
5	7,4
10	9,4
20	11,1
50	14,5
100	17,3

Recorrendo ao hidrograma de Giandotti, obtiveram-se os seguintes valores (Tabela 3.12):

**Tabela 3.12** – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Ribeira das Forçadas

t (h)	T=2	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,88	1,67	2,3	2,7	3,2	3,7	4,1
1,04	10,87	15,1	17,8	20,5	23,9	26,6
1,53	1,67	2,3	2,7	3,2	3,7	4,1
4,18	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

vindo o hidrograma de Giandotti apresentado na Figura 3.8.



**Figura 3.8** – Hidrograma de Giandotti: Ribeira das Forcadas

A Tabela 3.13 resume os valores de caudal de ponta obtidos.

**Tabela 3.13** – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ): Sub-bacia da Ribeira das Forcadas

T (anos)	Caudal de Ponta, $Q_p$ ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )	
	Fórmula Racional	Hidrograma de Giandotti
2	5,0	10,87
5	7,4	15,1
10	9,4	17,8
20	11,1	20,5
50	14,5	23,9
100	17,3	26,6

Verifica-se que os valores obtidos pelo Hidrograma de Giandotti correspondem a praticamente o dobro dos obtidos pela Fórmula Racional, sendo que esta diferença diminui à medida que aumenta o período de retorno. Para efeitos de modelação, optou-se por utilizar os valores obtidos pelo Hidrograma de Giandotti uma vez que os mesmos são mais desfavoráveis.

### 3.4.2. Sub-bacia do Rio Jamor a montante do Palácio

O tempo de concentração desta sub-bacia foi calculado com recurso às fórmulas enunciadas anteriormente e apresenta-se na Tabela 3.14. O valor adoptado corresponde ao valor médio obtido por essas fórmulas.

**Tabela 3.14** – Tempo de Concentração na sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

<b>Fórmulas Aplicadas</b>	<b>Tempo de Concentração (h)</b>
Giandotti	3,31
Kirpich	1,41
Témez	3,09
<b>Média</b>	<b>2,60</b>

Na sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ, o valor do coeficiente C da Fórmula Racional (3.5) pode ser dado por:

**Tabela 3.15** - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia do Rio Jamor

<b>Tipo de Ocupação</b>	<b>Período de Retorno (anos)</b>							
	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>500</b>
Zona Urbana Relvado em menos de 50% da área e declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,44	0,45	0,49	0,53	0,61

Apresenta-se nas Tabelas 3.16 e 3.17 a intensidade média máxima ( $\text{mm h}^{-1}$ ) adoptada para esta sub-bacia, segundo a Fórmula (3.6), assim como os parâmetros *a* e *b* das curvas IDF, para os postos admissíveis (Lisboa e São Julião do Tojal) e para durações de chuvada entre 30 minutos e 6 horas (Brandão e Rodrigues, 2001).

**Tabela 3.16** – Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa

<b>Posto Udográfico</b>	<b>T (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>Lisboa</b>	<b>a</b>	251,820	345,320	407,360	466,920	544,070	601,920
	<b>b</b>	-0,628	-0,634	-0,637	-0,639	-0,641	-0,642
<b>Precipitação em 1 h (mm)</b>		10,6	14,0	16,3	18,5	21,4	23,5

**Tabela 3.17** - Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal

<b>Posto Udográfico</b>	<b>T (anos)</b>	<b>2</b>	<b>5</b>	<b>10</b>	<b>20</b>	<b>50</b>	<b>100</b>
<b>São Julião do Tojal</b>	<b>a</b>	205,93	238,700	265,170	292,010	327,900	355,320
	<b>b</b>	-0,596	-0,544	-0,525	-0,512	-0,5	-0,493
<b>Precipitação em 1 h (mm)</b>		10,1	15,3	18,7	22,0	26,2	29,4

O valor da intensidade média máxima adoptado corresponde ao valor médio obtido nos dois postos, conforme Tabela 3.18.

**Tabela 3.18** – Intensidade média máxima de precipitação adotada: sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

Precipitação em 1 h (mm)	T (anos)					
	2	5	10	20	50	100
	10,3	14,7	17,5	20,2	23,8	26,5

A Tabela 3.19 apresenta o valor do caudal de ponta para os vários períodos de retorno, com recurso à Fórmula Racional.

**Tabela 3.19** – Caudal de ponta ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

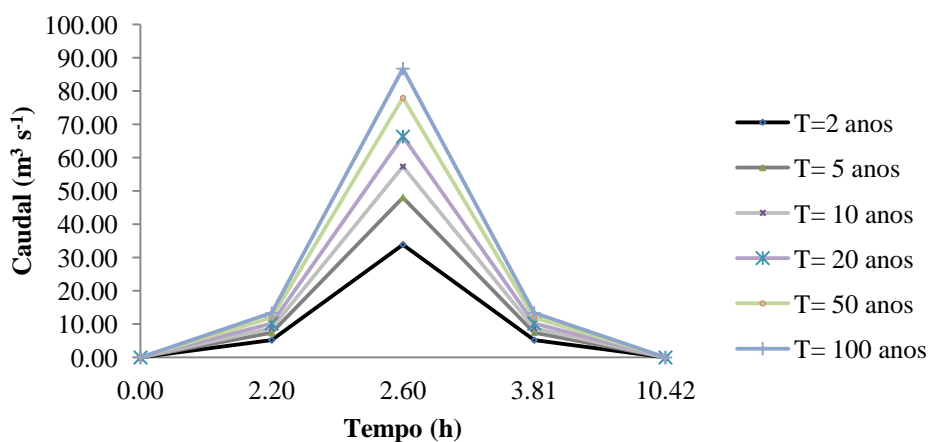
T (anos)	Qp ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )
2	15,4
5	23,7
10	30,4
20	35,9
50	47,0
100	56,6

Recorrendo ao hidrograma de Giandotti, obtiveram-se os seguintes valores (Tabela 3.20):

**Tabela 3.20** – Caudal de ponta ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

t (h)	T=2	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2.20	5,21	7,39	8,82	10,3	11,99	13,34
2.61	33,89	48,03	57,33	66,7	77,91	86,7
3.81	5,21	7,39	8,82	10,3	11,99	13,34
10.42	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

vindo o hidrograma de Giandotti apresentado na Figura 3.9.



**Figura 3.9** – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

A Tabela 3.21 resume os valores de caudal de ponta obtidos.

**Tabela 3.21** – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ): Sub-bacia do Rio Jamor a montante do PNQ

T (anos)	Caudal de Ponta $Q_p$ ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )	
	Fórmula Racional	Hidrograma de Giandotti
2	15,4	33,89
5	23,7	48,03
10	30,4	57,33
20	35,9	66,31
50	47,0	77,91
100	56,6	86,70

Para efeitos de modelação, optou-se por utilizar os valores obtidos pelo Hidrograma de Giandotti, por serem os mais desfavoráveis.

### 3.4.3. Sub-bacia da Ribeira de Carenque

Seguindo igual metodologia, o tempo de concentração desta sub-bacia foi calculado com recurso às fórmulas enunciadas anteriormente e apresenta-se na Tabela 3.22. O valor adoptado corresponde ao valor médio obtido pelas fórmulas.

**Tabela 3.22** – Tempo de Concentração na sub-bacia da Ribeira de Carenque

Fórmulas Aplicadas	Tempo de Concentração (h)
Giandotti	4,01
Kirpich	1,55
Témez	3,36
<b>Média</b>	<b>2,97</b>

Na sub-bacia da Ribeira de Carenque, o valor do coeficiente C da Fórmula Racional (3.5) pode ser dado por (Tabela 3.23).

**Tabela 3.23** - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia da Ribeira de Carenque

Tipo de Ocupação	Período de Retorno (anos)							
	2	5	10	20	25	50	100	500
Zona Urbana Relvado em menos de 50% da área e declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,44	0,45	0,49	0,53	0,61

As Tabelas 3.24 e 3.25 apresentam a intensidade média máxima ( $\text{mm h}^{-1}$ ) adoptada para a sub-bacia da Ribeira de Carenque, segundo a Fórmula (3.6), assim como os parâmetros  $a$  e  $b$

das curvas IDF, para os postos admissíveis (Lisboa e São Julião do Tojal) e para durações de chuvada entre 30 minutos e 6 horas (Brandão e Rodrigues, 2001).

**Tabela 3.24** – Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa

Posto Udográfico	T	2 anos	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos	100 anos
Lisboa	a	251,820	345,320	407,360	466,920	544,070	601,920
	b	-0,628	-0,634	-0,637	-0,639	-0,641	-0,642
Precipitação em 1 h (mm)		9,7	12,9	15,0	17,0	19,6	21,6

**Tabela 3.25** - Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal

Posto Udográfico	T	2 anos	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos	100 anos
São Julião do Tojal	a	205,93	238,700	265,170	292,010	327,900	355,320
	b	-0,596	-0,544	-0,525	-0,512	-0,5	-0,493
Precipitação em 1 h (mm)		9,4	14,2	17,4	20,5	24,6	27,6

O valor da intensidade média máxima adoptado corresponde ao valor médio obtido nos dois postos (Tabela 3.26).

**Tabela 3.26** – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia da Ribeira de Carenque

Precipitação em 1 h (mm)	T (anos)					
	2	5	10	20	50	100
	9,5	13,6	16,2	18,8	22,1	24,6

O valor do caudal de ponta para os vários períodos de retorno, com recurso à Fórmula Racional, apresenta-se na Tabela 3.27.

**Tabela 3.27** – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia da Ribeira de Carenque

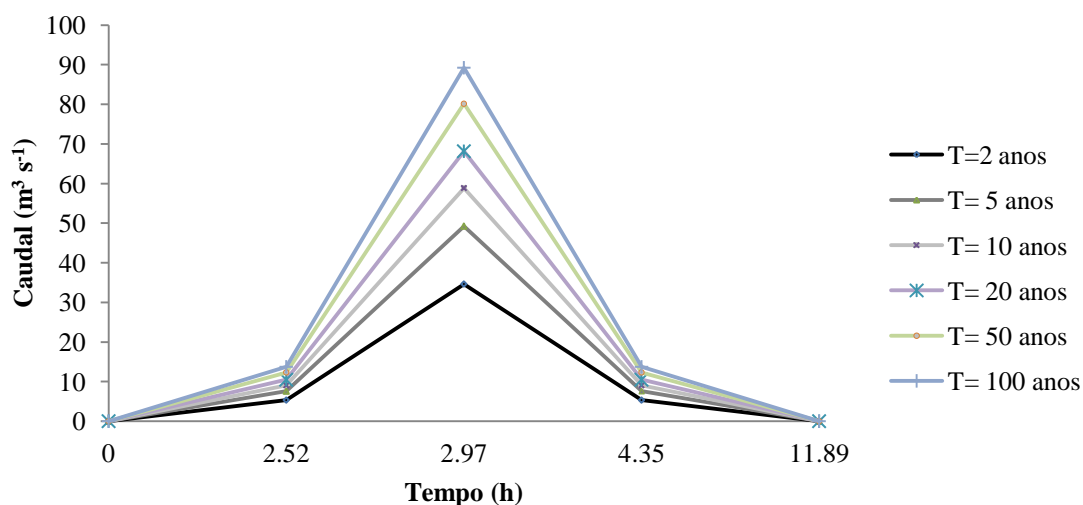
T (anos)	Qp ( $m^3 s^{-1}$ )
2	15,8
5	24,3
10	31,2
20	36,9
50	48,4
100	58,3

Recorrendo ao hidrograma de Giandotti, obtiveram-se os seguintes valores (Tabela 3.28):

**Tabela 3.28** – Caudal de ponta ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque

t (h)	T=2	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,52	5,33	7,6	9,1	10,5	12,3	13,7
2,97	34,63	49,2	58,9	68,1	80,1	89,2
4,35	5,33	7,6	9,1	10,5	12,3	13,7
11,89	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

vindo o hidrograma de Giandotti apresentado na Figura 3.10.



**Figura 3.10** – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque

O resumo dos valores de caudal de ponta obtidos é apresentado na Tabela 3.29.

**Tabela 3.29** – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ): Sub-bacia da Ribeira de Carenque

T (anos)	Caudal de Ponta $Q_p$ ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )	
	Fórmula Racional	Hidrograma de Giandotti
2	15,8	34,63
5	24,3	49,2
10	31,2	58,9
20	36,9	68,1
50	48,4	80,1
100	58,3	89,2

Para efeitos de modelação, optou-se novamente por utilizar os valores obtidos pelo Hidrograma de Giandotti por serem os mais desfavoráveis.

### 3.4.4. Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do Palácio

Seguindo igual metodologia, o tempo de concentração desta sub-bacia foi calculado com recurso às fórmulas enunciadas anteriormente e apresenta-se na Tabela 3.30. O valor adoptado corresponde ao valor médio obtido pelas fórmulas.

**Tabela 3.30** – Tempo de Concentração na sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

Fórmulas Aplicadas	Tempo de Concentração (h)
Giandotti	4,68
Kirpich	1,48
Témez	3,23
<b>Média</b>	<b>3,13</b>

Na sub-bacia da Ribeira de Carenque, o valor do coeficiente C da Fórmula Racional (3.5) pode ser dado por (Tabela 3.31):

**Tabela 3.31** - Valor do coeficiente C da Fórmula Racional para a sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

Tipo de Ocupação	Período de Retorno (anos)							
	2	5	10	20	25	50	100	500
Zona Urbana Relvado em menos de 50% da área e declive de 2 a 7%	0,37	0,40	0,43	0,44	0,45	0,49	0,53	0,61

As Tabelas 3.32 e 3.33 a intensidade média máxima ( $\text{mm h}^{-1}$ ) adoptada para esta sub-bacia, segundo a fórmula (3.6), assim como os parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF, para os postos admissíveis (Lisboa e São Julião do Tojal) e para durações de chuvada entre 30 minutos e 6 horas (Brandão e Rodrigues, 2001).

**Tabela 3.32** – Parâmetros  $a$  e  $b$  das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – Lisboa

Posto Udográfico	T	2 anos	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos	100 anos
Lisboa	a	251,820	345,320	407,360	466,920	544,070	601,920
	b	-0,628	-0,634	-0,637	-0,639	-0,641	-0,642
Precipitação em 1 h (mm)		9,4	12,5	14,5	16,5	19,0	20,9

**Tabela 3.33** - Parâmetros *a* e *b* das curvas IDF e respectiva intensidade média máxima de precipitação – São Julião do Tojal

Posto Udográfico	T	2 anos	5 anos	10 anos	20 anos	50 anos	100 anos
São Julião do Tojal	a	205,930	238,700	265,170	292,010	327,900	355,320
	b	-0,596	-0,544	-0,525	-0,512	-0,5	-0,493
Precipitação em 1 h (mm)		9,1	13,8	17,0	20,0	23,9	26,9

O valor da intensidade média máxima adoptado, corresponde ao valor médio obtido nos dois postos (Tabela 3.34).

**Tabela 3.34** – Intensidade média máxima de precipitação adoptada: sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

Precipitação em 1 h (mm)	T (anos)					
	2	5	10	20	50	100
	9,3	13,2	15,8	18,2	21,5	23,9

O valor do caudal de ponta para os vários períodos de retorno, com recurso à Fórmula Racional, apresenta-se na Tabela 3.35.

**Tabela 3.35** – Caudal de Ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido pela Fórmula Racional: Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

T (anos)	Qp ( $m^3 s^{-1}$ )
2	31,8
5	48,9
10	62,9
20	74,5
50	97,7
100	117,6

Recorrendo ao hidrograma de Giandotti, obtiveram-se os seguintes valores (Tabela 3.36):

**Tabela 3.36** – Caudal de ponta ( $m^3 s^{-1}$ ) obtido com recurso à fórmula de Giandotti: Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

t (h)	T=2	T=5	T=10	T=20	T=50	T=100
0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
2,65	10,72	15,3	18,2	21,1	24,9	27,7
3,13	69,67	99,2	118,6	137,4	161,6	180,0
4,57	10,72	15,3	18,2	21,1	24,9	27,7
12,52	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

vindo o hidrograma de Giandotti apresentado na Figura 3.11.

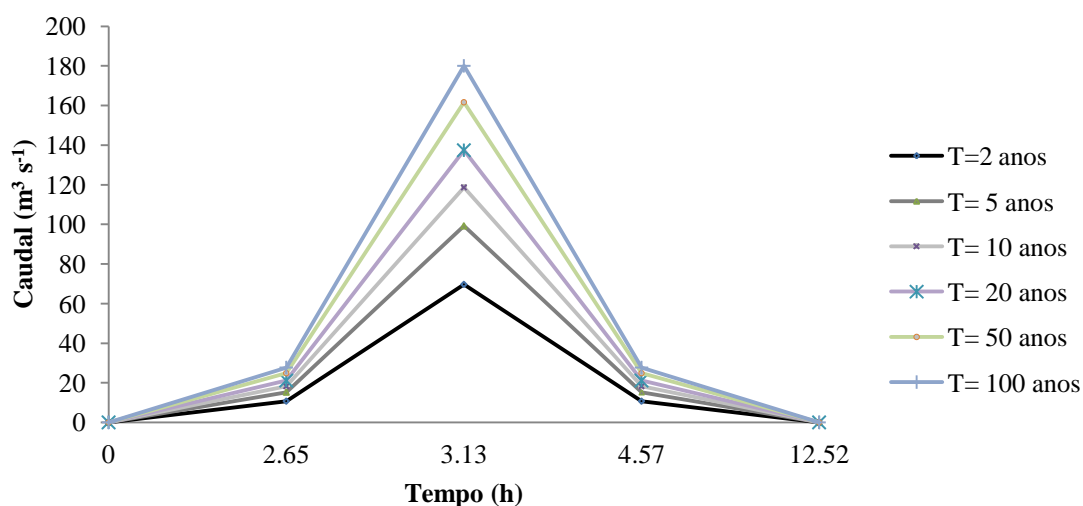


Figura 3.11 – Hidrograma de Giandotti: Sub-bacia da Ribeira de Carenque

O resumo dos valores de caudal de ponta obtidos é apresentado na Tabela 3.37.

Tabela 3.37 – Resumo dos caudais de ponta de cheia ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ ): Sub-bacia do Rio Jamor a jusante do PNQ

T (anos)	Caudal de Ponta $Q_p$ ( $\text{m}^3 \text{s}^{-1}$ )	
	Fórmula Racional	Hidrograma de Giandotti
2	31,8	69,67
5	48,9	99,2
10	62,9	118,6
20	74,5	137,4
50	97,7	161,6
100	117,6	180,0

Mais uma vez, para efeitos de modelação, optou-se por utilizar os valores obtidos pelo Hidrograma de Giandotti, por serem os mais desfavoráveis.

## **CAPÍTULO 4- MODELAÇÃO NUMÉRICA DE ESCOAMENTOS**

### **4.1. Considerações Gerais**

Quando se pretende modelar um trecho suficientemente grande de um rio, recorre-se geralmente a modelos unidimensionais (1D). Entre eles, tem vindo a ser consagrado o programa HEC-RAS (*Hydrologic Engineering Center - River Analysis System*) (USACE, 2010), desenvolvido por U. S. Corps of Engineers (EUA), cujo acesso é hoje gratuito. HEC-RAS vem constituindo a ferramenta numérica mais utilizada em todo o mundo, no cálculo de escoamentos com superfície livre.

Comparados com modelos 2D e 3D, os modelos 1D requerem menor informação, na fase de calibração e testes, sendo que as soluções numéricas são mais estáveis e requerem uma menor capacidade de cálculo.

Seja qual for o modelo utilizado, é fundamental discretizar com rigor todos os dados que intervêm na modelação numérica, nomeadamente, as características geométricas (confluências, secções transversais, açudes, bacias de retenção, etc.), definir as condições de fronteira, bem como o valor de todos os coeficientes ou parâmetros inerentes ao processo (Conde, 2007).

### **4.2. Modelo Numérico HEC-RAS**

Neste estudo, foi utilizada a versão 4.1 de HEC-RAS. Este *software* possibilita a análise hidráulica de escoamentos unidimensionais em regimes permanentes e quasi-permanentes num trecho de um rio ou canal artificial (profundidade do escoamento, caudal, áreas das secções molhadas, cota da superfície livre, perda de carga contínua, velocidades médias, volumes de água acumulada, etc.), suportando uma rede complexa com diversas confluências (Conde, 2007).

### **4.3. Formulação Matemática**

As equações fundamentais que regem os escoamentos de água deduzem-se a partir da aplicação dos princípios básicos de leis de conservação de três grandezas fundamentais na Mecânica dos Meios Contínuos: massa, energia e quantidade de movimento (Silva *et al.*, 2007). A aplicação desses princípios é feita a um volume de controlo representado por um trecho do rio, entre duas secções transversais. Dado o grande número de variáveis que caracterizam estes

escoamentos e a complexidade da geometria das suas secções, consideram-se algumas simplificações, e.g.:

1. Escoamento unidimensional, processando-se no sentido do eixo longitudinal do rio;
2. Acelerações verticais e laterais desprezáveis, assumindo-se que a distribuição de pressões do fluido numa secção transversal de escoamento é hidrostática;
3. Declive do canal reduzido, com um ângulo com a horizontal  $\theta$  tal que  $\cos \theta \cong 1$  e  $\sin \theta \cong \tan \theta \cong i$ ;
4. Fundo fixo, sem transporte sólido;
5. Tensão tangencial média invariável com o carácter transiente do escoamento;
6. Fluido incompressível, com densidade constante, igual à unidade;
7. Temperatura constante.

### 4.3.1. Escoamento Unidimensional em HEC-RAS

#### 4.3.1.1. Equação de Conservação de Massa (Equação da Continuidade)

Para um determinado volume de controlo, localizado entre duas secções consecutivas,  $A_1$  e  $A_2$ , a quantidade de fluido com massa específica  $\rho_1$ , que passa por  $A_1$ , com velocidade média  $v_1$  num determinado intervalo de tempo  $\Delta t$ , é dada por:

$$\frac{m_1}{\Delta t} = \rho_1 \cdot v_1 \cdot A_1 \quad (4.1)$$

Na secção  $A_2$ , tem-se:

$$\frac{m_2}{\Delta t} = \rho_2 \cdot v_2 \cdot A_2 \quad (4.2)$$

Em regime permanente, a massa contida no interior do volume de controlo é invariável, vindo:

$$\rho_1 \cdot v_1 \cdot A_1 = \rho_2 \cdot v_2 \cdot A_2 = \text{constante} = M \quad (4.3)$$

No nosso caso,  $\rho_1 = \rho_2$ , vindo:

$$v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2 = v_n \cdot A_n \quad (4.4)$$

ou:

$$Q_1 = Q_2 \quad (4.5)$$

Em regime permanente, os caudais através das duas secções são pois iguais, desde que as paredes laterais ou o leito não sejam atravessados pelo escoamento.

A variação do volume nesse volume de controlo poderá ocorrer por acção dos seguintes factores:

- 1) Diferença entre entradas e saídas;
- 2) Transbordamento para a planície de inundação;
- 3) Retorno da água da planície de inundação para dentro do volume de controlo, na fase de recessão;
- 4) Trocas com o lençol freático;
- 5) Contribuição lateral proveniente do escoamento superficial.

A contribuição lateral proveniente do escoamento superficial é aqui desprezada. Também as trocas com o lençol freático, geralmente lentas, têm um volume normalmente insignificante, não sendo aqui consideradas (Sousa, 2010).

#### **4.3.1.2. Equação de Conservação de Energia**

Na Equação 1D de Conservação de Energia, entre duas secções de cálculo, num escoamento gradualmente variado, HEC-RAS recorre à fórmula de Manning-Strickler para determinação da perda de carga entre as secções consideradas. É uma metodologia empírica que produz resultados satisfatórios, ainda que baseada em premissas simplificadoras, e.g., fluxo unidimensional; declive da linha de energia constante entre duas secções transversais e declive do canal reduzido (Henderson, 1966).

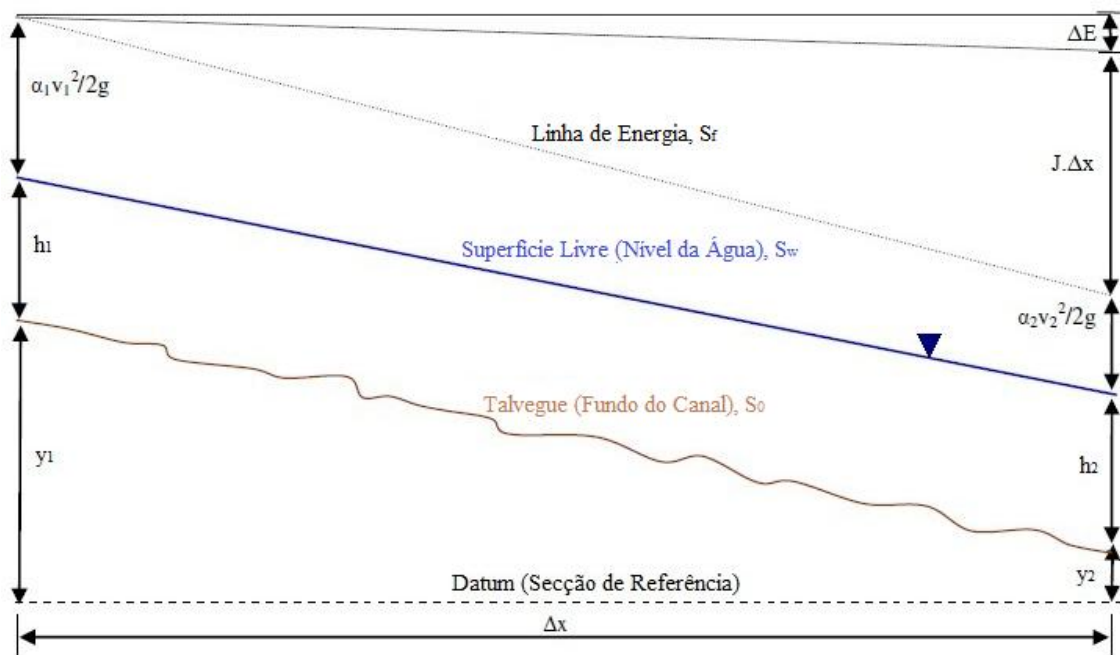


Figura 4.1 - Trecho de Canal entre as secções  $S_1$ e $S_2$  (adaptado de Sousa, 2010)

Conforme Figura 4.1, a equação de conservação de energia pode escrever-se:

$$h_1 + y_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = h_2 + y_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + J \cdot \Delta x + \Delta E \quad (4.6)$$

onde:

$y$  - Cota do fundo (m);

$h$  - Altura da água em relação ao fundo do canal (m);

$J$  - Perda de carga unitária média entre as secções 1 e 2 (m/m);

$\alpha$  - Coeficiente de velocidade (coeficiente de Coriolis);

$v$  - Velocidade ( $\text{m s}^{-1}$ );

$g$  - Aceleração gravítica ( $\text{m s}^{-2}$ );

$\Delta E$  - Perda(s)de carga localizada(s)

Consoante o escoamento é lento ou rápido, assim os cálculos se processam, a partir de uma secção de controlo de jusante para montante, ou de montante para jusante, respectivamente.

Diversas singularidades podem gerar perdas de carga localizadas, tais como pilares de pontes, esporões, diques, etc., pelo que na Equação (4.6) adicionou-se esse efeito,  $\Delta E$ , previsto em HEC-RAS.

#### 4.3.1.2.1. Perdas de Carga

As perdas de carga entre cada duas secções transversais, representam a soma de duas componentes:

1) Perda de carga contínua,  $L J$ , devido à acção das tensões tangenciais de atrito, neste caso, definida pela equação empírica de Manning-Strickler:

$$Q = K A R^{2/3} J^{1/2} \quad (4.7)$$

em que,

$Q$  - Caudal

$K$  - Coeficiente de Manning-Strickler;

$A$  - Área da secção líquida;

$R$  - Raio Hidráulico;

$J$  - Perda de carga unitária.

2) Perda de carga localizada,  $\Delta E$ .

Para calcular o comprimento médio de cada trecho ( $L$ ), HEC-RAS permite distinguir os comprimentos entre secções transversais, margem esquerda, eixo do canal e direita, respectivamente. No nosso caso, consideramos um valor igual para estes três comprimentos.

Para determinar a capacidade total de transporte, HEC-RAS permite considerar secções compostas, dividindo o escoamento em três unidades distintas, em cada uma das quais a velocidade é considerada uniformemente distribuída, conforme Figura 4.2.

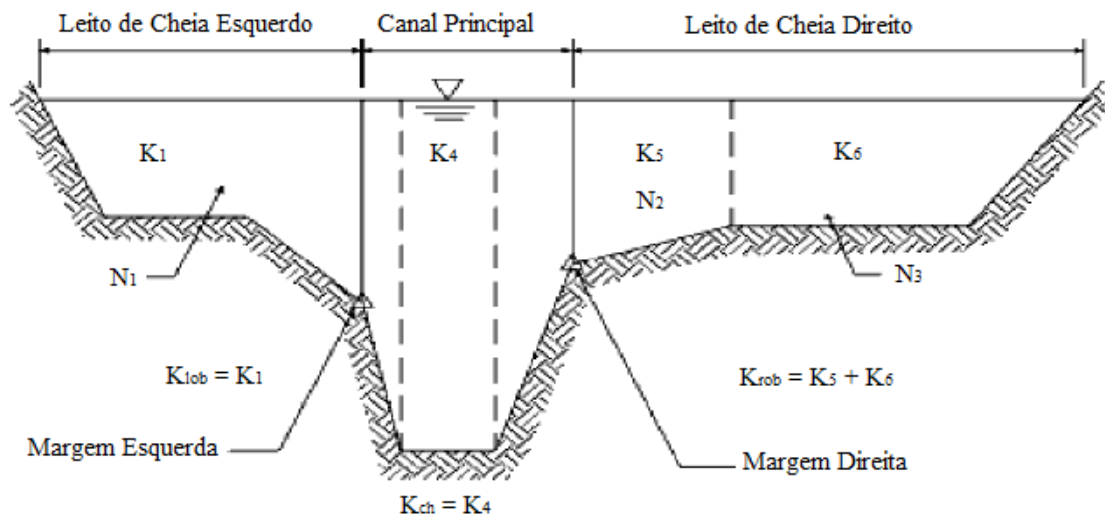


Figura 4.2 - Sub-divisão do leito para determinação da capacidade total de transporte (Conde, 2007)

No cálculo da capacidade de transporte ( $K^*$ ), recorre-se à equação de Manning-Strickler:

$$K^* = \frac{1.486}{n} A R^{2/3} \quad (4.8)$$

Para obter a perda de carga unitária ( $J$ ), HEC-RAS utiliza a seguinte equação:

$$J = \left( \frac{Q_1 + Q_2}{k_1 + k_2} \right)^2 \quad (4.9)$$

A selecção apropriada do coeficiente de Manning-Strickler é pois fundamental. Este valor depende fundamentalmente de (USACE, 2010):

- Macro e micro rugosidade do fundo e margens do canal;
- Caudal;

O coeficiente de Manning-Strickler é usado há muitos anos na literatura. Não deixa contudo de se tratar de um coeficiente empírico e dimensional, sujeito pois a diversas reservas.

#### 4.3.1.2.2. Energia Específica

A energia específica representa a altura da linha de energia acima do fundo do canal e pode ser transcrita pela expressão:

$$E = h + \frac{v^2}{2g} \quad (4.10)$$

ou:

$$E = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.11)$$

#### 4.3.1.2.3. Altura Crítica

A energia específica apresenta um valor mínimo quando:

$$\frac{dE}{dH} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dH} = 0 \quad (4.12)$$

Nesta situação, estamos num regime de escoamento crítico, sendo  $h_c$  a sua altura crítica.

A caracterização dos regimes de escoamento quanto à energia efectua-se através do Número de Froude (Fr), um número adimensional obtido a partir da Equação (4.12). Um Número de Froude igual à unidade corresponde à energia específica mínima, ou regime crítico. Sendo o Número de Froude para uma secção rectangular dado por:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh_c}} \quad (4.13)$$

A condição crítica de escoamento corresponde à fronteira entre regime lento (ou subcrítico) e rápido (ou supercrítico). Esta passagem pode ocorrer de forma gradual ou brusca, conforme o regime de escoamento de montante e a singularidade que provocou a variação. Diversas situações práticas permitem observar a mudança do regime de escoamento. São exemplos de eventuais passagens de regime subcrítico para supercrítico e vice-versa:

- Estreitamento ou alargamento da secção;
- Queda livre;
- Degrau no fundo do canal;
- Mudança de declive;
- Saída de comporta de fundo

Em HEC-RAS, a altura crítica é avaliada por um processo iterativo, através do qual se assumem valores da profundidade (h) e correspondentes valores da energia específica (E), até se encontrar o valor mínimo.

#### 4.3.1.2.4. Escoamento Gradualmente Variado

A equação diferencial governante para um escoamento gradualmente variado (e.g., Henderson, 1966) é dada por:

$$\frac{dh}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^2} = \frac{i - J}{1 - Fr^2} \quad (4.14)$$

Esta equação perde validade em regime crítico, onde  $Fr = 1$ . Como veremos, esta observação tem particular relevância no caso em estudo do Canal de Queluz, onde o regime crítico ocorre frequentemente, dificultando assim a simulação numérica.

### 4.3.1.3. Equação de Conservação da Quantidade de Movimento

A equação de conservação da quantidade de movimento, aplicada entre duas secções transversais consecutivas, pode escrever-se:

$$P_1 - P_2 + W_x - F_f = \beta Q \rho \Delta V_x \quad (4.15)$$

onde:

$P_1, P_2$  - Componente, segundo x (sentido do escoamento), da impulsão hidrostática nas secções 1 e 2, respectivamente;

$W_x$  - Componente da força gravítica (peso) da água contida entre as duas secções na direcção x;

$F_f$  - Componente, segundo x, da força devido a perdas por atrito entre secções 1 e 2;

Q - Caudal;

$\rho$  - Densidade;

$\Delta V_x$  - Aumento de velocidade de 1 para 2, na direcção x;

$\beta$  - Coeficiente de quantidade de movimento.

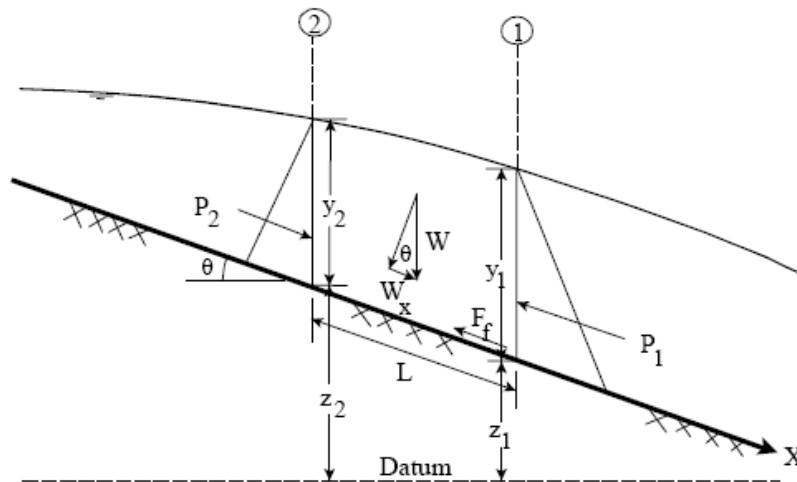


Figura 4.3 - Aplicação da quantidade de movimento (USACE, 2010)

A componente, segundo x, da força gravítica, ou peso ( $W_x$ ) pode ser calculada recorrendo à equação:

$$W_x = \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \sin \theta \quad (4.16)$$

onde,

L - Distância entre as secções 1 e 2, ao longo do eixo x;

$\theta$  - Ângulo de inclinação do leito do canal.

A força de resistência ao escoamento pode ser obtida por:

$$F_f = \tau R J \quad (4.17)$$

Por fim:

$$Q \rho \Delta V_x = \frac{Q \gamma}{g} (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) \quad (4.18)$$

Substituindo as diversas equações enunciadas anteriormente, obtém-se:

$$\gamma A_1 y_1 - \gamma A_2 y_2 + \gamma \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) L (\sin \theta - J) = \frac{Q_2 \gamma}{g} \beta_2 V_2 - \frac{Q_1 \gamma}{g} \beta_1 V_1 \quad (4.19)$$

$$\frac{Q_1 \beta_1}{g A_1} + A_1 y_1 + \left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right) L (\sin \theta - J) = \frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 y_2 \quad (4.20)$$

que é a forma funcional da equação de conservação da quantidade de movimento utilizada em HEC-RAS.

Quando ocorrem perdas de energia significativas, como é o caso de um ressalto hidráulico ou confluência, recorre-se sistematicamente à equação de conservação da quantidade de movimento.

#### 4.4. Estudos Prévios

Referem-se dois estudos de modelação numérica anteriores, incidindo sobre o Rio Jamor. Ambos recorreram a HEC-RAS.

1. Hidrotécnica Portuguesa (1995), "Regularização do Rio Jamor e da Ribeira da Falagueira", Estudo Prévio. Vol. 1, INAG;
2. Rocha, J. S., Fernandes, J. N. (2006), "Análise da Hidráulica do Canal de Azulejos do Palácio de Queluz", Relatório N° 605/1/16371, LNEC.

#### **4.4.1. Trecho Analisado**

HP (1995) identificou, no seu estudo, treze trechos no Rio Jamor. O trecho correspondente aos jardins do PNQ está compreendido entre o km 8,97 e 9,57 (o comprimento total da linha de água é de 16,6 km), desenvolvendo-se ao longo de 600 m.

Rocha e Fernandes (2006) aplicaram HEC-RAS ao trecho do Rio Jamor compreendido entre a entrada e a saída, nos jardins do PNQ, numa extensão total de 487 m.

No caso de HP (1995), as secções que limitam o trecho estão fora do perímetro do PNQ, encontrando-se a primeira a montante da entrada no recinto do Palácio (dada a falta de elementos que confirmem a localização precisa da secção, admitiram-se duas hipóteses) e a segunda imediatamente a jusante da zona de confluência do Rio Jamor com a Ribeira de Carenque junto ao IC19, a jusante do muro que limita o perímetro do Palácio.

#### **4.4.2. Secções Transversais de Cálculo**

Seguindo os dados fornecidos por HP (1995) e Rocha e Fernandes (2006), assinalam-se nas plantas em Anexo (Folhas 2-A e 2-B) as secções transversais de cálculo consideradas em cada um destes estudos, tomando como planta base o levantamento topográfico do PNQ efectuado por *Tetraplano* (Pires, 2013).

No estudo de Rocha e Fernandes (2006), o trecho escolhido inicia-se no limite dos muros do PNQ, a montante, e termina, a jusante, imediatamente a montante do pontão que limita o perímetro do PNQ. Rocha e Fernandes (2006) utilizaram 34 secções transversais, das quais quinze foram levantadas no local, sete foram definidas a partir de fotografias e as restantes doze foram interpoladas das secções anteriores. Estas secções encontram-se representadas na Tabela 4.1, assim como os valores de rugosidade ( $n = 1/K$ ) do fundo do canal em cada secção admitidos no seu estudo. Incluiu-se também, nessa Tabela, algumas correcções e anotações às secções consideradas.

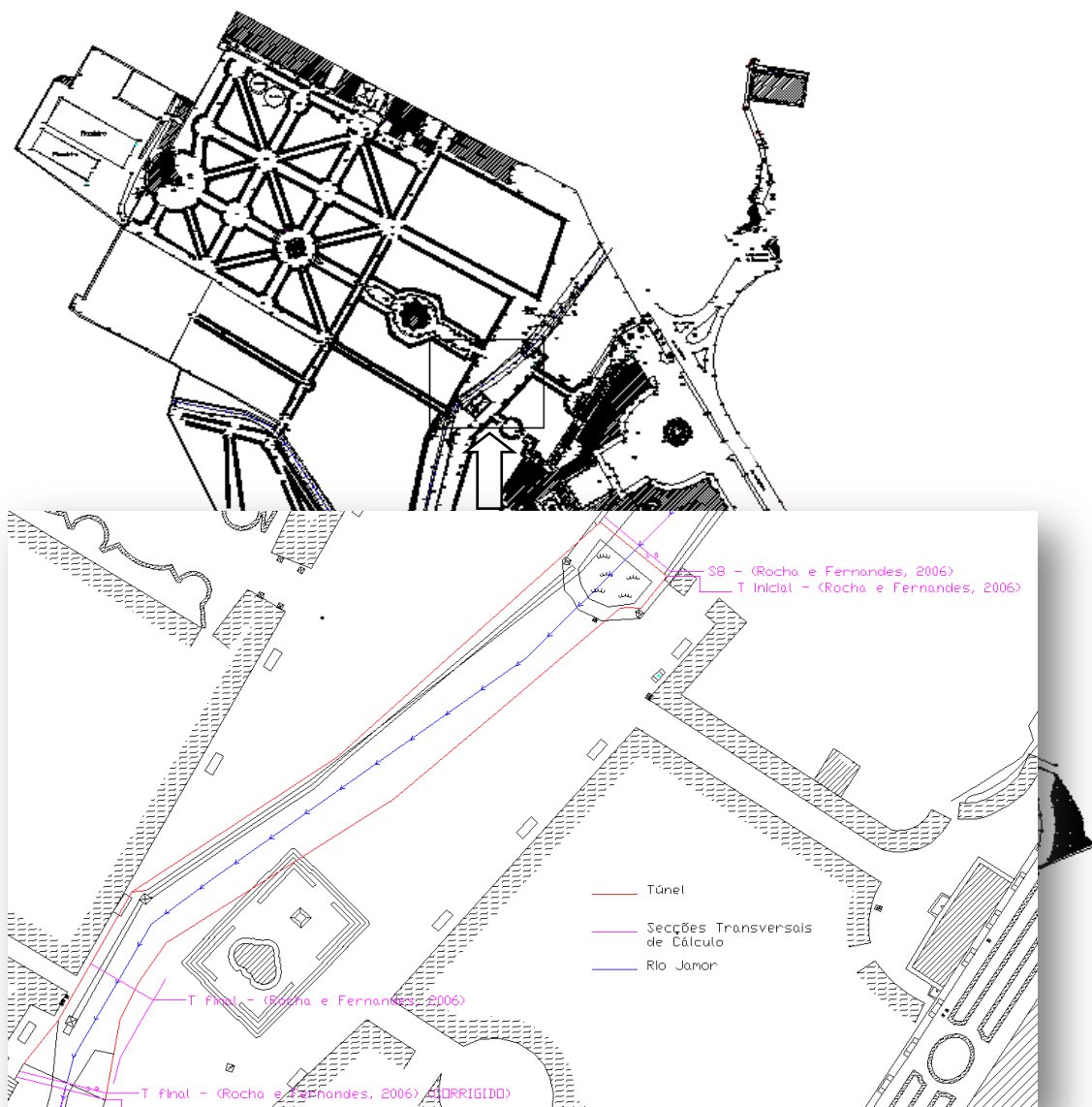
Tabela 4.1 - Secções transversais de cálculo (adaptado de Rocha e Fernandes, 2006)

Secção	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (correções)	Coefficiente de Rugosidade n	Trechos Notáveis	Anotações
1	487,0	17,00	17,00	0,025	Secção de Montante	<b>VERIFICA</b> (As secções batem certo com a planta)
2	470,0	5,70	5,70	0,025	Canal com quedas	
3	464,3	14,10	14,10	0,017 e 0,025		
4	450,2	9,10	9,10	0,017 e 0,026		
5	441,1	7,30	7,30	0,017 e 0,027		
6	433,8	7,20	7,20	0,017 e 0,028		
7	426,6	12,00	12,00	0,017 e 0,029		
<b>8</b>	<b>414,6</b>	<b>63,00</b>	<b>73,0</b>	0,017 e 0,030	Secção de montante do túnel	<b>NÃO VERIFICA</b> (O túnel mede 73,0 m em planta) Ver Figura 4.4
<b>T inicial</b>	<b>414,0</b>	-	-	-	Início do túnel	
<b>T final</b>	<b>351,0</b>	-	-	-	Final do túnel	
9	351,6	6,50	6,50	0,017	Secção de jusante do túnel	O Canal de Azulejos inicia-se nesta secção. A partir desta secção existe um desfasamento de 10,0 m em planta devido a gralha no comprimento do túnel
10	345,1	16,40	16,40	0,017	Canal de Azulejos	Comprimento total do canal = 351,6 - 231,0 = 120,60 m <b>VERIFICA</b>
11	328,7	16,30	16,30	0,017		
12	312,4	16,40	16,40	0,017		
13	296,0	5,50	5,50	0,017		
<b>14</b>	<b>290,5</b>	<b>10,00</b>	<b>8,0</b> (290,5 - 282,5 = 8,0)	0,017	Ponte 1 no Canal de Azulejos	
<b>15</b>	<b>282,5</b>	<b>5,50</b>	<b>7,5</b> (282,5 - 275 = 7,5)	0,017	Ponte 2 no Canal de Azulejos	
16	275,0	17,00	17,00	0,017	Canal de Azulejos	
17	258,0	17,00	17,00	0,017		
18	241,0	10,00	10,00	0,017		
19	231,0	18,10	18,10	0,017	Fim do Canal de Azulejos	

Tabela 4.2 (Cont.) -Secções transversais de cálculo (adaptado de Rocha e Fernandes, 2006)

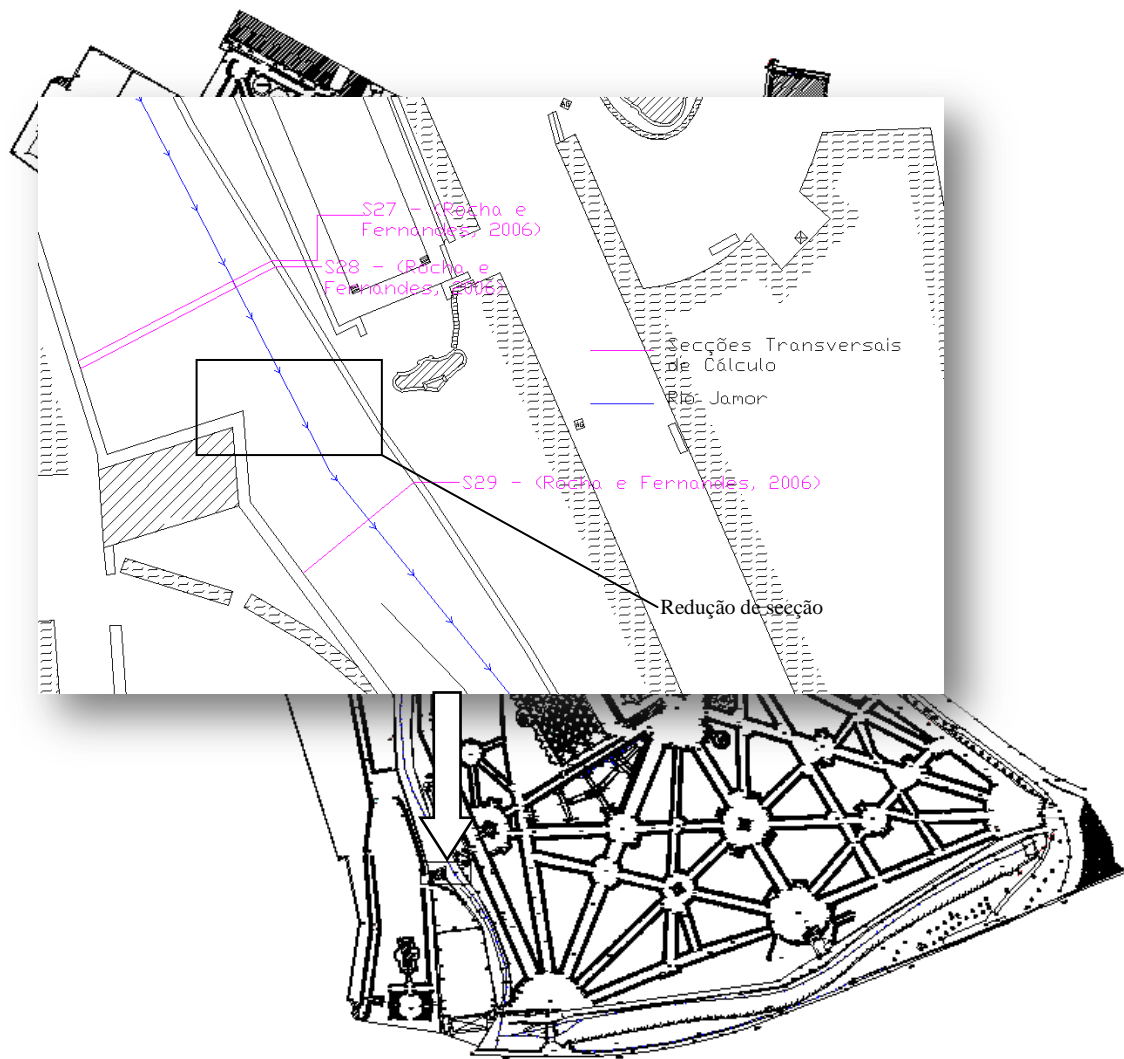
Secção	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (correções)	Coefficiente de Rugosidade n	Trechos Notáveis	Anotações
20	212,9	18,10	18,10	0,021	Jusante do Canal de Azulejos	
21	194,8	18,20	18,20	0,025		
22	176,6	18,10	18,10	0,029		
23	158,5	11,50	11,50	0,033		
24	147,0	11,50	11,50	0,033		
25	135,5	20,00	20,00	0,033		
26	115,5	<b>20,00</b>	20,00	0,033		Redução de distância entre secções devido a redução de secção no canal. Discrepância com a planta dada a incorrecção supra-referida, a montante. Ver Figura 4.5
27	95,5	<b>0,50</b>	0,50	0,033		
28	95,0	17,60	17,60	0,033		
29	77,4	17,60	17,60	0,033		
30	59,8	17,60	17,60	0,033		
31	42,2	17,60	17,60	0,033		
32	24,6	17,60	17,60	0,033		
33	7,0	7,00	7,00	0,033		
34	0,0	0,00	0,00	0,033	Secção de jusante	
<b>L total do trecho</b>		<b>487,00</b>	<b>497,00</b>			

Ao comprimento do túnel, no estudo de Rocha e Fernandes (2006), faltam dez metros, facto que acaba por condicionar a localização das secções a jusante. Na Figura 4.4, pode verificar-se a localização da secção 8 em causa, no final do túnel (“T final”), adoptada por Rocha e Fernandes (2006) e a correcção proposta agora para a mesma.



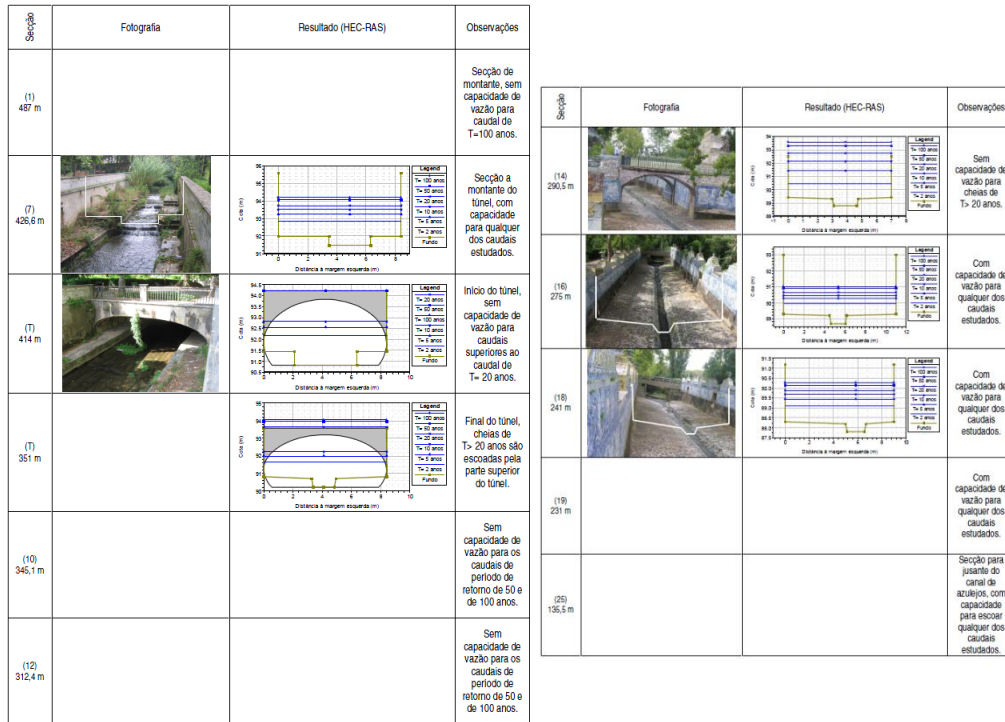
**Figura 4.4** - Secção transversal de cálculo 8 (T final), identificação de lapso e proposta de correcção

Devido a este lapso, a partir da Secção 9, passou a existir um desfasamento de 10 m em planta. Este desfasamento torna-se óbvio entre a Secção 27 e a Secção 28, onde foi admitida uma distância entre secções de 0,5 m, que apenas faria sentido se existisse uma redução de secção no canal, redução que se verifica 10 m mais a jusante, conforme Figura 4.5.



**Figura 4.5** - Secções transversais de cálculo 27 e 28 (S27 e S28)

No seu estudo, Rocha e Fernandes (2006) apenas apresentaram os resultados para onze secções, dificultando uma análise crítica mais exacta (Figura 4.6).



**Figura 4.6** – Secções utilizadas para exemplificar o comportamento em cheia do Rio Jamor no PNQ (Rocha e Fernandes, 2006)

Rocha e Fernandes (2006) consideraram um trecho que termina a montante do pontão que limita o perímetro do PNQ, isto é, não consideraram o efeito da confluência do Rio Jamor com a Ribeira de Carenque, nem tampouco o efeito de estrangulamento deste pontão, ainda dentro dos muros do PNQ. Em HP (1995), esse estrangulamento ao escoamento é referido, tendo sido sugerida a substituição do actual pontão sobre a secção de jusante da linha de água (secção livre em forma de arco com 4,5 m e 2,5 de altura). Esta secção já havia sido referida no Capítulo 2 (Figura 2.15). Em Pires (2013), analisou-se essa secção, numa retrospectiva histórica da cheia de 2008 no PNQ (Figura 4.7).



**Figura 4.7 - a)** Assentamento de fundação; **b)** Danos na estrutura de alvenaria (vista de baixo); **c) e d)** Acumulação de material sólido na entrada da ponte (vista de montante) (2008) (fotos: Herculano do Rosário, PSML)

## 4.5. Modelação do Trecho em Estudo

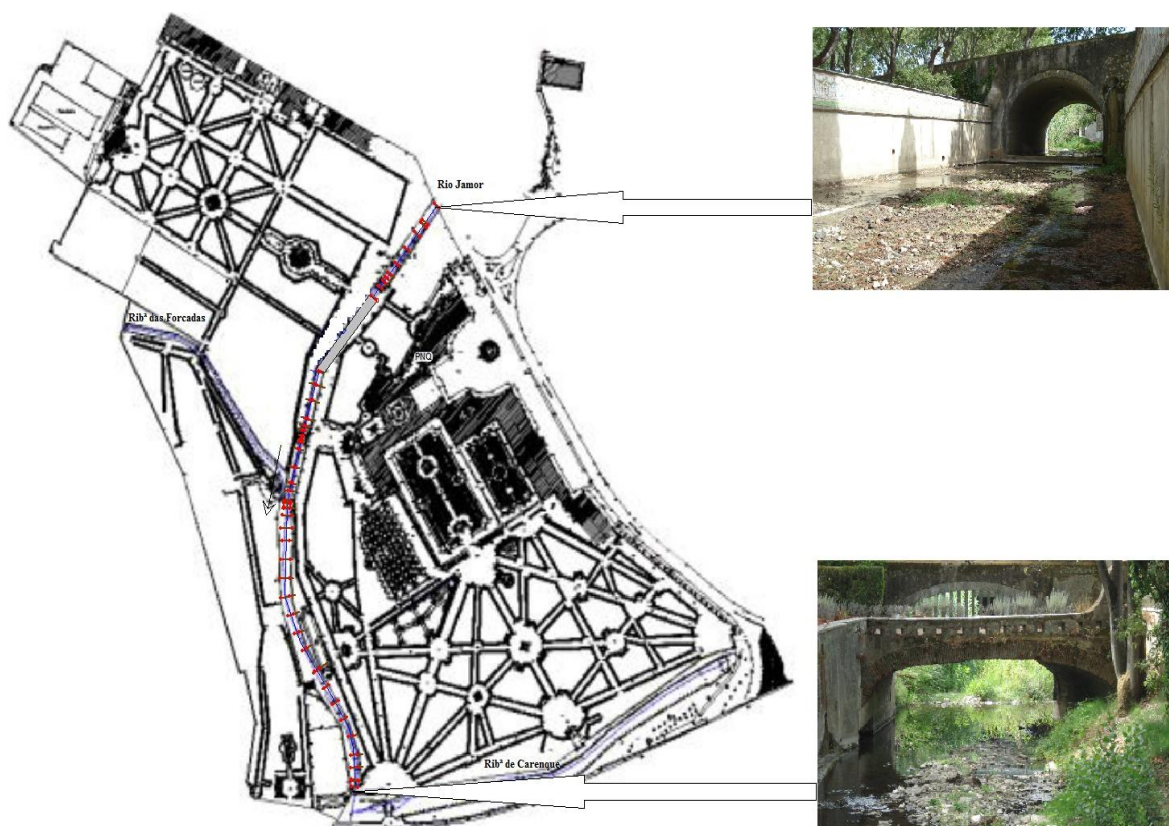
Admitiu-se, para o trecho em análise, que o escoamento se desenvolvia em leito fixo, embora, a jusante das antigas comportas, junto ao actual Pavilhão do Chá, o escoamento passe a desenvolver-se em leito móvel, passível pois de alteração ao longo do tempo.

Neste trabalho, comparam-se os resultados com os resultados obtidos nos dois estudos anteriores, já referidos, Hidrotécnica (1995) e Rocha e Fernandes (2006).

Na modelação, foram admitidas três hipóteses para o trecho em análise:

- a) Trecho considerado por Rocha e Fernandes (2006), isto é, entre a secção de montante da ponte que faz a transição para o PNQ (sob a Av. Eng. Duarte Pacheco), até imediatamente a montante da ponte de alvenaria, com um comprimento total de 510,34 m (Figura 4.8);

- b) Entre a mesma secção a montante até imediatamente a jusante da ponte sob o IC19, já fora do muro que limita o perímetro do PNQ, com um comprimento total de 591,81 m (Figura 4.9);
- c) Entre a mesma secção a montante até ao final do Canal dos Azulejos, onde se localizavam as comportas, com um comprimento total de 275,77 m (Figura 4.10);



**Figura 4.8**–Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese a)

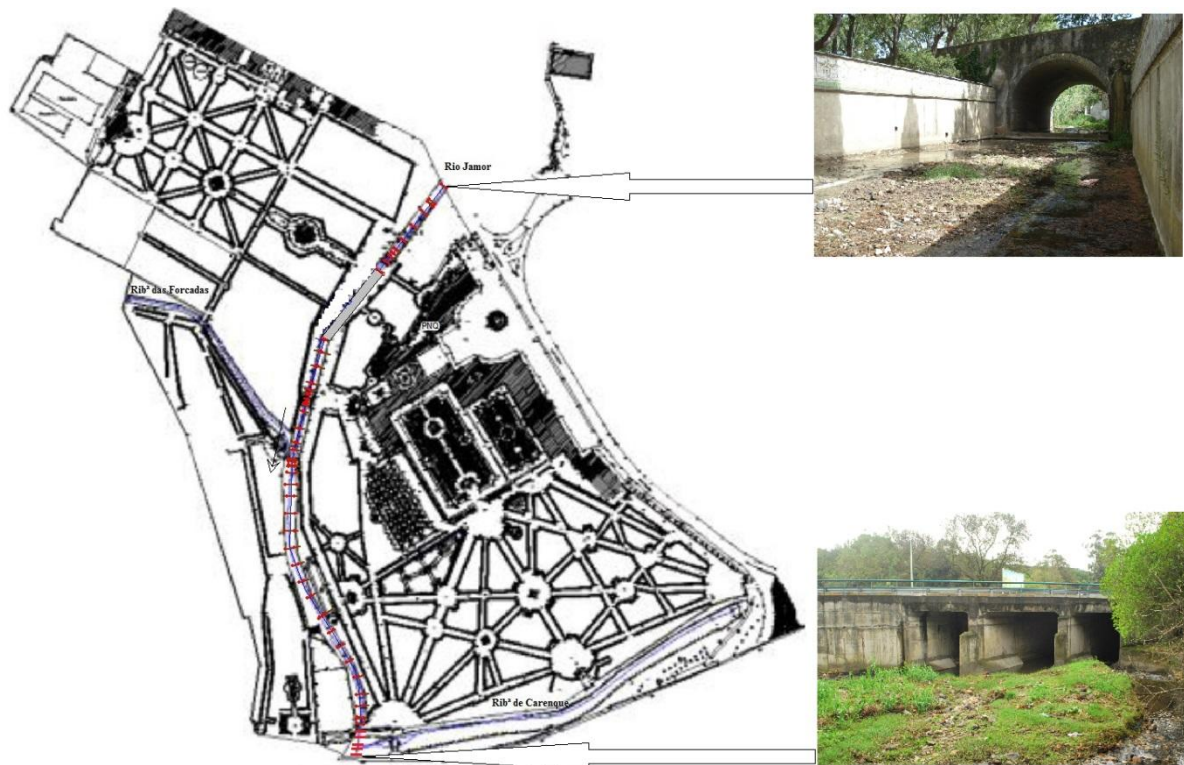


Figura 4.9 – Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese b)

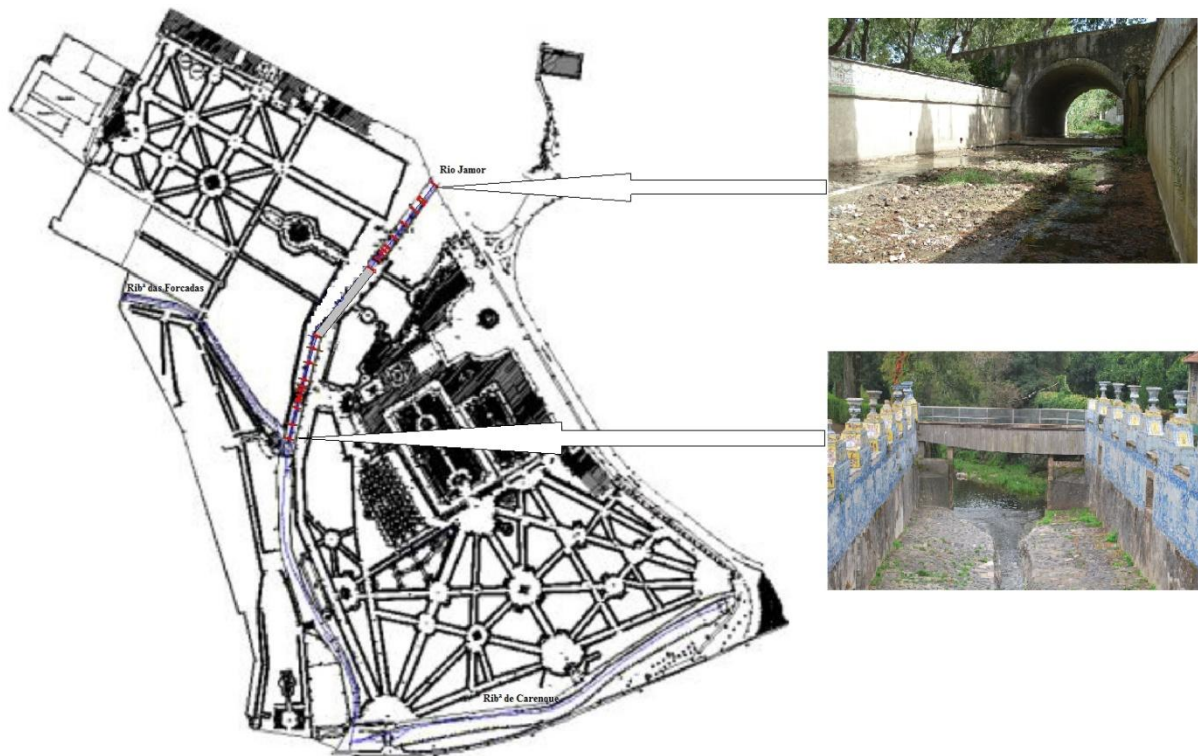


Figura 4.10 – Esquema das secções transversais consideradas: Hipótese c)

#### **4.5.1. Parâmetros de Entrada**

Em Pires (2013), recorreu-se ao levantamento topográfico realizado por Tetraplano, que data dos anos 80/90. Dada a insuficiência de dados geométricos do canal, Parques de Sintra – Monte da Lua encarregou-se de realizar um levantamento mais exaustivo (Caldeira Ribeiro, 2013).

Neste estudo, consideraram-se, para a definição das secções transversais, o levantamento topográfico realizado por Caldeira Ribeiro (2013), o levantamento de campo efectuado no decurso deste estudo, diversos coeficientes de Manning-Strickler, alturas hidrométricas a jusante e caudal líquido, a montante, no canal principal e afluentes.

A planta em *AutoCAD* que serviu de base para cada levantamento é diferente, tendo surgido algumas diferenças nas distâncias entre as secções referidas em Pires (2013) e nas secções constantes neste estudo. Evidenciou-se também uma diferença nas cotas.

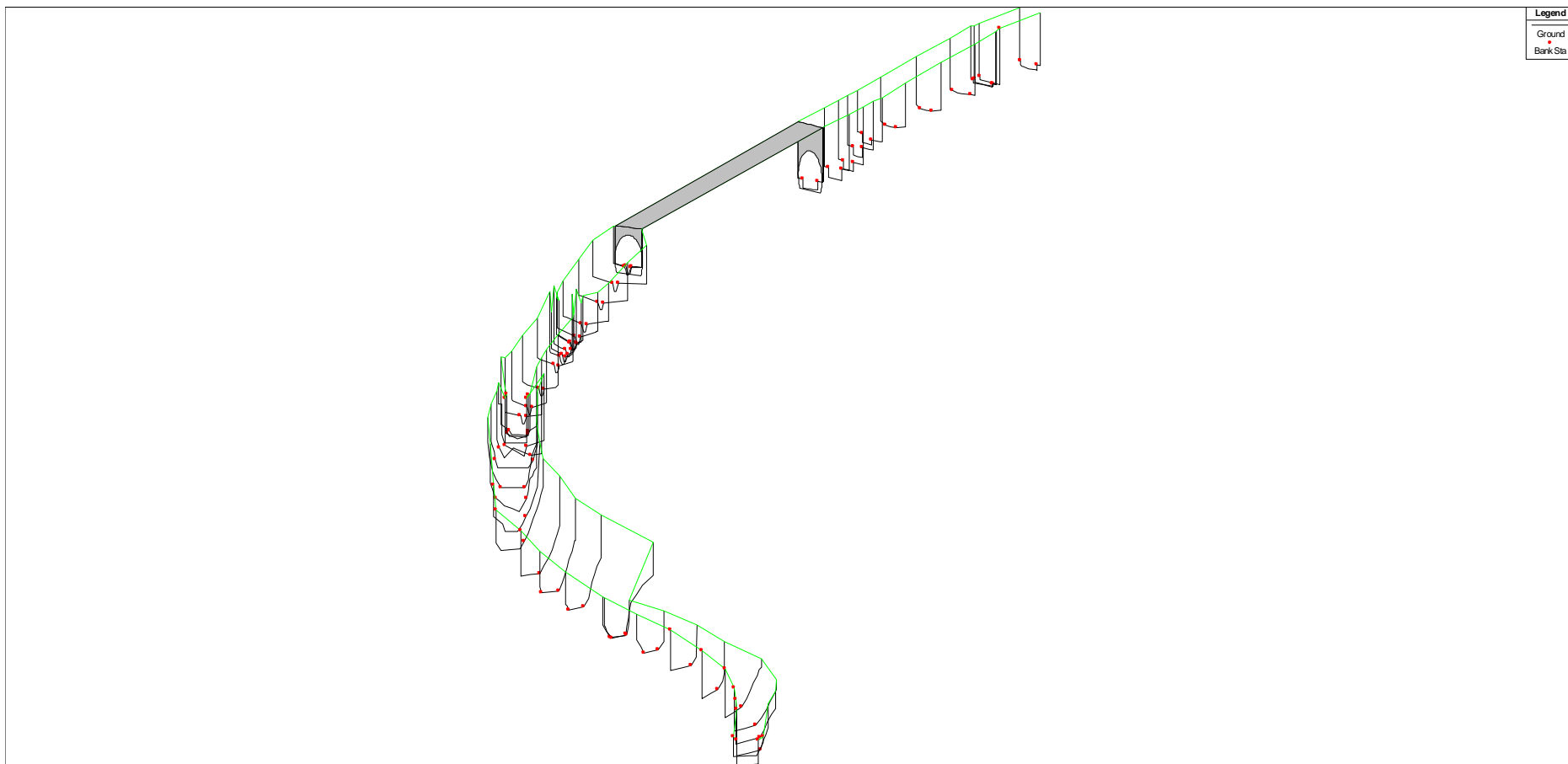
#### **4.5.2. Geometria**

A definição da geometria consiste em estabelecer a conectividade do sistema rio, definindo-se as diversas secções transversais, os comprimentos dos trechos que separam as diversas secções consideradas, perdas de carga devido a fenómenos de contracção/expansão e de atrito e, por último, informação de todas as junções consideradas.

Nas confluências com os afluentes, nomeadamente, Ribeira das Forçadas e Ribeira de Carenque, consideram-se entradas pontuais de caudal.

O esquema base passa por descrever como os diversos trechos estão ligados, pelo que se definiu os nomes de cada uma das secções e a distância a jusante em metros (pré-definição do HEC-RAS). O sentido positivo do escoamento foi considerado de montante para jusante.

Na Figura 4.11, apresenta-se uma vista *xyz* do trecho dentro do perímetro do PNQ.



**Figura 4.11** – Seções transversais de cálculo: Vista .xyz do trecho dentro do perímetro do PNQ

### 4.5.3. Secções Transversais

Uma secção transversal deve ser representativa do trecho do rio em estudo, bem como de zonas em que ocorram descargas, mudanças de tipologia, rugosidades e intersecções. Para além das coordenadas x e y de cada um dos perfis transversais (x a largura do perfil e y a elevação, ambos em metros), para cada secção é ainda definida a distância à secção a jusante.

A geometria do trecho em estudo é constituída por 58 perfis transversais para a hipótese (a), 69 perfis transversais para a hipótese (b) e 38 perfis transversais para a hipótese (c), identificados nas Tabelas 4.2 a 4.4.

**Tabela 4.2** – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese a)

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Trechos Notáveis
1	45	510,34	16,57	Secção de montante
2	44	493,77	2,35	Canal com quedas
3	43	491,42	0,5	
4	42	490,92	8,94	
5	41	481,98	15	
6	40	466,98	15	
7	39	451,98	10	
8	38	441,98	3,85	
9	37	438,13	3,85	
10	36	434,28	5,6	
11	35	428,68	10	
12	34	418,68	0,5	
13	33.9	418,18	6,84	Túnel - Montante
14	33.8	411,34	11,12	Interior do túnel
15	33.7	400,22	12,61	
16	33.6	387,61	10,11	
17	33.5	377,50	9,69	
18	33.4	367,81	8,86	
19	33.3	358,95	9,7	
20	33.2	349,25	5,58	
21	33.1	343,67	0,5	
22	33	343,17	11	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	332,17	13	Canal de Azulejos
24	31	319,17	15	
25	30	304,17	6	
26	29	298,17	3,7	
27	28	294,47	0,5	

Tabela 4.2 (Cont.) – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese a)

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Trechos Notáveis
28	27.9	293,97	4,43	Ponte de Azulejos
29	27	289,54	3,05	
30	26.1	286,49	1,95	
31	26	284,54	5,7	Canal de Azulejos
32	25	278,84	15	
33	24	263,84	12,5	
34	23	251,34	6,5	
35	22	244,84	8	
36	21	236,84	1,51	
37	20	235,33	0,76	
38	19.9	234,57	3,11	Comporta: Montante
39	19.8	231,46	0,96	Comporta: Jusante
40	19	230,50	5,5	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
41	18	225,00	10	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
42	17	215,00	10	
43	16	205,00	15	
44	15	190,00	15	
45	14	175,00	15	
46	13	160,00	15	
47	12	145,00	15	
48	11	130,00	15	
49	10	115,00	19,5	
50	9	95,50	0,5	
51	8	95,00	15	
52	7	80,00	15	
53	6	65,00	15	
54	5	50,00	15	
55	4	35,00	15	
56	3	20,00	10	
57	2	10,00	10	
58	1	0,00	0	Secção de jusante: Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
		Comprimento total do trecho (m)	<b>510,34</b>	

**Tabela 4.3 – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese b)**

<b>Secção</b>	<b>ID (HEC-RAS)</b>	<b>Distância à secção de jusante (m)</b>	<b>Distância à secção imediatamente a jusante (m)</b>	<b>Trechos Notáveis</b>
1	45	591,81	16,57	Secção de montante
2	44	575,24	2,35	Canal com quedas
3	43	572,89	0,5	
4	42	572,39	8,94	
5	41	563,45	15	
6	40	548,45	15	
7	39	533,45	10	
8	38	523,45	3,85	
9	37	519,60	3,85	
10	36	515,75	5,6	
11	35	510,15	10	
12	34	500,15	0,5	Secção imediatamente a montante do túnel
13	33.9	499,65	6,84	Túnel - Montante
14	33.8	492,81	11,12	Interior do túnel
15	33.7	481,69	12,61	
16	33.6	469,08	10,11	
17	33.5	458,97	9,69	
18	33.4	449,28	8,86	
19	33.3	440,42	9,7	
20	33.2	430,72	5,58	
21	33.1	425,14	0,5	
22	33	424,64	11	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	413,64	13	Canal de Azulejos
24	31	400,64	15	
25	30	385,64	6	
26	29	379,64	3,7	
27	28	375,94	0,5	
28	27.9	375,44	4,43	
29	27	371,01	3,05	Ponte de Azulejos
30	26.1	367,96	1,95	Canal de Azulejos
31	26	366,01	5,7	
32	25	360,31	15	
33	24	345,31	12,5	
34	23	332,81	6,5	
35	22	326,31	8	
36	21	318,31	1,51	
37	20	316,80	0,76	
38	19.9	316,04	3,11	Comporta: Montante
39	19.8	312,93	0,96	Comporta: Jusante
40	19	311,97	5,5	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
41	18	306,47	10	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
42	17	296,47	10	
43	16	286,47	15	
44	15	271,47	15	
45	14	256,47	15	

Tabela 4.3 (Cont.) – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese b)

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Trechos Notáveis
46	13	241,47	15	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
47	12	226,47	15	
48	11	211,47	15	
49	10	196,47	19,5	
50	9	176,97	0,5	
51	8	176,47	15	
52	7	161,47	15	
53	6	146,47	15	
54	5	131,47	15	
55	4	116,47	15	
56	3	101,47	10	
57	2	91,47	10	
58	1	81,47	0,5	Secção de jusante - Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
59	0.99	80,97	5,33	Ponte de Alvenaria: Montante
60	0.98	75,64	0,5	Ponte de Alvenaria: Jusante
61	0.97	75,14	11,55	Secção imediatamente a jusante da ponte de alvenaria
62	0.96	63,59	0,5	Montante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
63	0.95	63,09	9,03	Jusante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
64	0.94	54,06	0,5	Imediatamente a montante da ponte sob IC19
65	0.93	53,56	13,39	Ponte sob IC19: Montante
66	0.9275*	40,17	13,39	Secções no interior da Ponte sob IC19
67	0.925*	26,78	13,39	
68	0.9225*	13,39	13,39	
69	0.92	0,00	0	Ponte de IC19: Jusante
		Comprimento total do trecho (m)	<b>591,81</b>	

**Tabela 4.4** – Geometria do trecho do PNQ: Hipótese c)

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Trechos Notáveis
1	45	275,77	16,57	Secção de montante
2	44	259,20	2,35	Canal com quedas
3	43	256,85	0,5	
4	42	256,35	8,94	
5	41	247,41	15	
6	40	232,41	15	
7	39	217,41	10	
8	38	207,41	3,85	
9	37	203,56	3,85	
10	36	199,71	5,6	
11	35	194,11	10	
12	34	184,11	0,5	
13	33.9	183,61	6,84	Túnel - Montante
14	33.8	176,77	11,12	Interior do túnel
15	33.7	165,65	12,61	
16	33.6	153,04	10,11	
17	33.5	142,93	9,69	
18	33.4	133,24	8,86	
19	33.3	124,38	9,7	
20	33.2	114,68	5,58	
21	33.1	109,10	0,5	
22	33	108,60	11	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	97,60	13	Canal de Azulejos
24	31	84,60	15	
25	30	69,60	6	
26	29	63,60	3,7	
27	28	59,90	0,5	
28	27.9	59,40	4,43	
29	27	54,97	3,05	Ponte de Azulejos
30	26.1	51,92	1,95	Canal de Azulejos
31	26	49,97	5,7	
32	25	44,27	15	
33	24	29,27	12,5	
34	23	16,77	6,5	
35	22	10,27	8	
36	21	2,27	1,51	
37	20	0,76	0,76	
38	19	0,00	0	Comporta: Montante
		Comprimento total do trecho (m)	<b>275,77</b>	

As secções transversais têm distâncias mínima de 0,50 m e máxima de 19,50 m. No Anexo I, apresentam-se os respectivos perfis transversais. A localização em planta destes perfis pode ser consultada nas Folhas 1-A a 1-C, também em Anexo.

A definição das secções transversais de cálculo constam da Tabela 4.5.

Embora na Figura 4.11 apareça uma perspectiva do túnel, esta é representativa, para uma melhor compreensão do trecho em análise. Nas diversas simulações, optou-se por desprezar a hipótese de escoamento sob pressão, neste túnel. No entanto, e ao contrário, e.g., de Rocha e Fernandes (2006), o túnel não é tratado com uma simples passagem hidráulica (*culvert*, na terminologia de HEC-RAS), permitindo pois conhecer o escoamento no seu interior.

Tabela 4.5 – Simplificações adoptadas nas secções transversais de cálculo

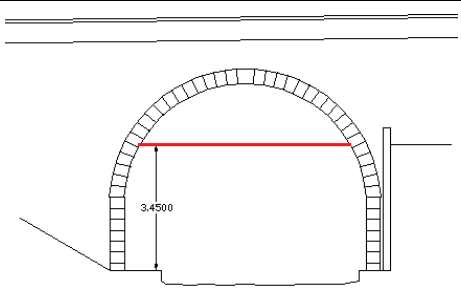
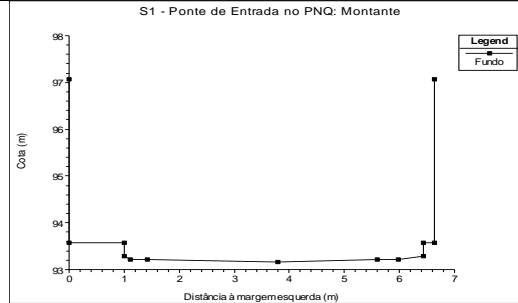

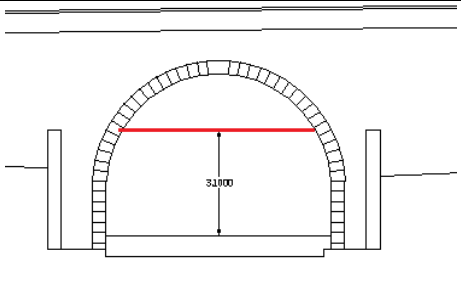
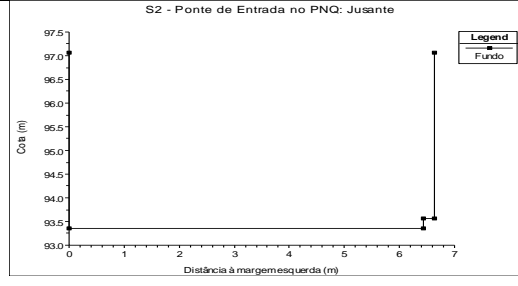

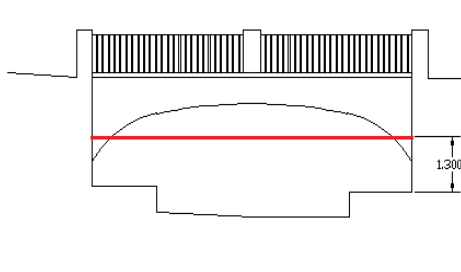
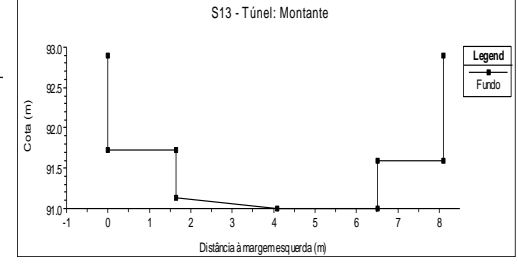

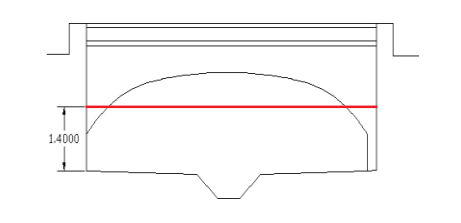
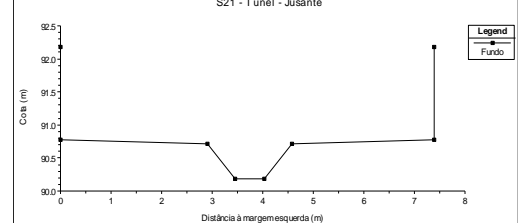

Secção	Corte	Simplificação Adoptada (HEC-RAS)	Fotografia
S1 – Ponte de entrada do PNQ: Secção de montante			
S2 – Ponte de entrada no PNQ: Secção de jusante			
S13 – Túnel: Secção de montante			
S21 – Túnel: Secção de jusante			

Tabela 4.5 (Cont.) – Simplificações adoptadas nas secções transversais de cálculo

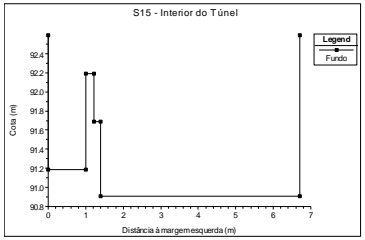

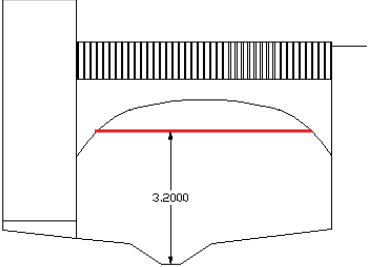
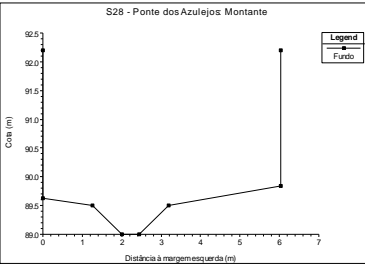

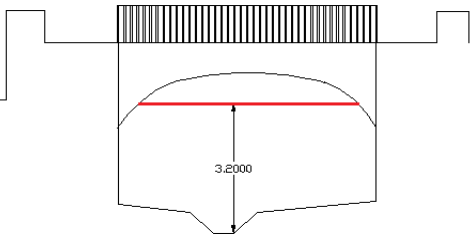
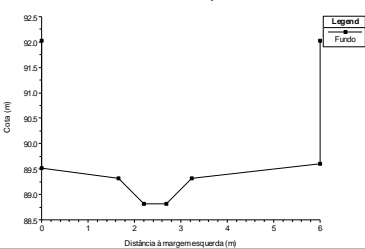

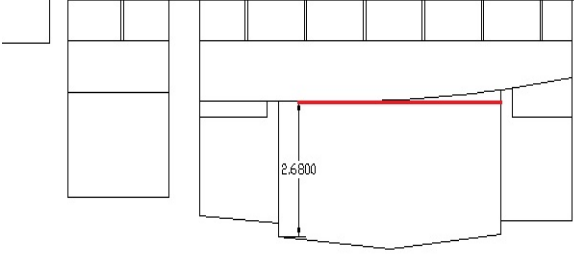
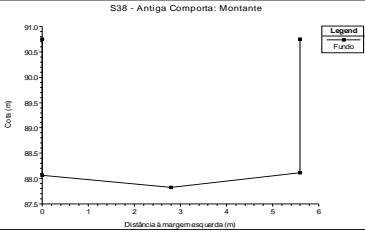

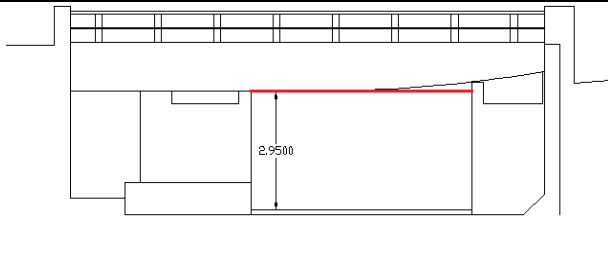
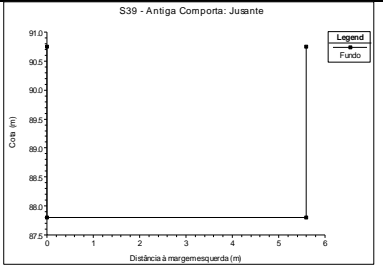

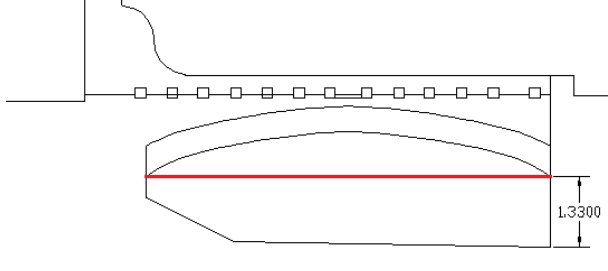
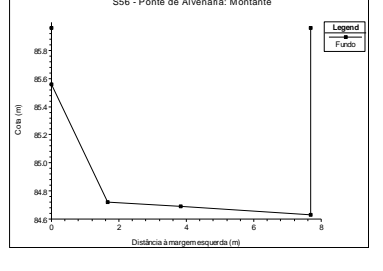

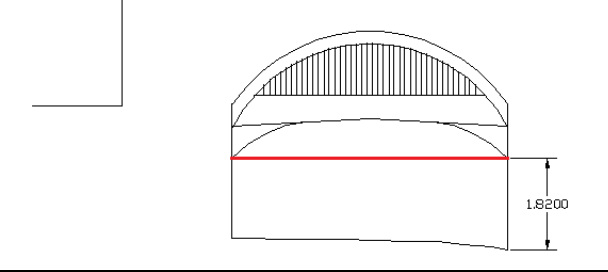
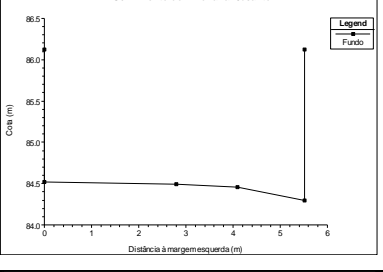

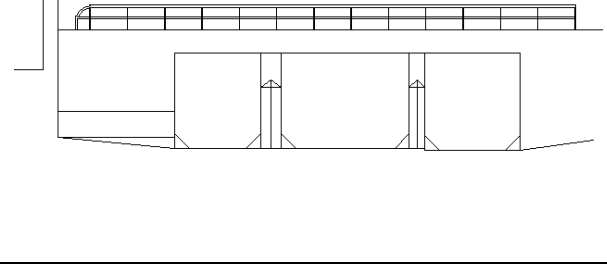
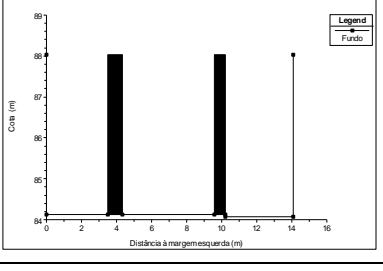

Secção	Corte	Simplificação Adoptada (HEC-RAS)	Fotografia
S14 a S18 – Secções do interior do túnel	NA		
S28 – Ponte dos Azulejos: Montante			
S30 – Ponte dos Azulejos: Jusante			
S38 – Antiga Comporta: Montante			

Tabela 4.5 (Cont.) – Simplificações adoptadas nas secções transversais de cálculo

Secção	Corte	Simplificação Adoptada (HEC-RAS)	Fotografia																																				
S39 – Antiga Comporta: Jusante		 <p>S39 - Antiga Comporta: Jusante</p> <table border="1"> <caption>Data for S39 Graph</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>1</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>2</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>4</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>6</td><td>90.0</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.0	1	90.0	2	90.0	3	90.0	4	90.0	5	90.0	6	90.0																					
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																																						
0	90.0																																						
1	90.0																																						
2	90.0																																						
3	90.0																																						
4	90.0																																						
5	90.0																																						
6	90.0																																						
S59 – Ponte de alvenaria: Montante		 <p>S56 - Ponte de Alvenaria: Montante</p> <table border="1"> <caption>Data for S56 Graph</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>85.6</td></tr> <tr><td>1</td><td>85.6</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>3</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>5</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>6</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>7</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>8</td><td>84.6</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	85.6	1	85.6	2	84.6	3	84.6	4	84.6	5	84.6	6	84.6	7	84.6	8	84.6																	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																																						
0	85.6																																						
1	85.6																																						
2	84.6																																						
3	84.6																																						
4	84.6																																						
5	84.6																																						
6	84.6																																						
7	84.6																																						
8	84.6																																						
S60 – Ponte de alvenaria: Jusante		 <p>S57 - Ponte de Alvenaria: Jusante</p> <table border="1"> <caption>Data for S57 Graph</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>1</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>3</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>6</td><td>84.5</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	1	84.5	2	84.5	3	84.5	4	84.5	5	84.5	6	84.5																					
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																																						
0	84.5																																						
1	84.5																																						
2	84.5																																						
3	84.5																																						
4	84.5																																						
5	84.5																																						
6	84.5																																						
S65 – Ponte sob o IC19: Montante		 <p>S62 - Ponte do IC19: Montante</p> <table border="1"> <caption>Data for S62 Graph</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>1</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>2</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>3</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>4</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>6</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>7</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>8</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>9</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>10</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>11</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>12</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>13</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>14</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>15</td><td>88.0</td></tr> <tr><td>16</td><td>88.0</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	88.0	1	88.0	2	88.0	3	88.0	4	88.0	5	88.0	6	88.0	7	88.0	8	88.0	9	88.0	10	88.0	11	88.0	12	88.0	13	88.0	14	88.0	15	88.0	16	88.0	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																																						
0	88.0																																						
1	88.0																																						
2	88.0																																						
3	88.0																																						
4	88.0																																						
5	88.0																																						
6	88.0																																						
7	88.0																																						
8	88.0																																						
9	88.0																																						
10	88.0																																						
11	88.0																																						
12	88.0																																						
13	88.0																																						
14	88.0																																						
15	88.0																																						
16	88.0																																						

#### 4.5.4. Condicionantes

Um regime lento é controlado por jusante, requerendo pois uma condição de fronteira no extremo de jusante. Pelo contrário, um regime rápido é controlado por montante, requerendo pois uma condição de fronteira no extremo a montante.

O trecho artificial do Canal de Queluz apresenta uma característica incomum, um declive do leito em redor do crítico, que dificulta a modelação numérica. Com efeito, esta pressupõe um regime gradualmente variado, algo que deixa de se verificar quando o regime se aproxima do crítico.

A solução passa por dar mais relevo à equação de conservação da quantidade de movimento, em detrimento da equação de conservação de energia.

Com efeito, a primeira destas equações joga um papel fundamental sempre que se verifica uma perda acentuada de energia, como acontece no caso de um ressalto hidráulico.

Ao mesmo tempo, a perda contínua de energia devida ao atrito não é muito significativa, dada a extensão relativamente pequena do Canal de Queluz, o trecho em estudo.

Em consonância, HEC-RAS prevê, como opção, a existência de um *regime misto*, onde ocorrem indiferenciadamente escoamentos lentos e rápidos, como é o caso. Esta foi pois a opção adoptada para este estudo.

Vários factores podem contribuir para a instabilidade de um modelo numérico. Análises de sensibilidade são úteis para avaliar os respectivos pesos.

Existem, em HEC-RAS, dois modos de proceder à simulação, escoamento permanente (*Steady*) ou escoamento variável (*Unsteady*).

Um modelo de escoamento permanente apresenta um caudal constante em todas as secções e na simulação de um escoamento variável o modelo necessita dos hidrogramas de cheia a considerar.

Como condições de fronteira, adoptou-se, quer para jusante quer para montante uma altura uniforme para o escoamento, traduzida, em HEC-RAS, para a inclinação do leito em regime uniforme.

## **CAPÍTULO 5- ANÁLISE DO ESCOAMENTO**

### **5.1. Introdução**

Neste Capítulo, procedeu-se à simulação de diversos cenários e análises de sensibilidade.

Procedeu-se a uma análise de sensibilidade no que concerne ao valor do coeficiente de Manning-Strickler, relativo à rugosidade do leito e margens, assim como a hipótese de colocação de uma comporta no trecho final do Canal de Azulejos, para possibilitar a navegação no Canal durante o Verão, e a simulação de uma bacia de retenção a montante do PNQ de forma a criar uma área para amortecimento de cheias durante o Inverno.

As Tabelas podem ser consultadas no Anexo II.

### **5.2. Simulações**

#### **5.2.1. Cenário I**

Admitiu-se uma modelação semelhante à de Rocha e Fernandes (2006), com as seguintes diferenças:

- Admitiram-se cinquenta e oito secções transversais de cálculo;
- Comprimento total de 510,34 m.

Recorde-se (Capítulo 4) que Rocha e Fernandes (2006) admitiram apenas trinta e quatro secções transversais de cálculo, um túnel com menos 10,0 m do que o real, vindo uma extensão menor (487,00 m).

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Hipótese a) (vide Tabela 5.1 e Folhas 1-A a 1-C)
- escoamento permanente;
- Condição de Fronteira (CF) de jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- CF de montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de 24,70 (m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>) (T=2 anos) (Rocha e Fernandes, 2006);
- Duas secções virtuais a jusante de transição para a condição de fronteira.

Tabela 5.1 – Dados do Cenário I

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Rugosidade n	Trechos Notáveis
1	45	510,34	16,57	0,025	Secção de montante
2	44	493,77	2,35	0,025	Canal com quedas
3	43	491,42	0,5	0,025	
4	42	490,92	8,94	0,025	
5	41	481,98	15	0,025	
6	40	466,98	15	0,025	
7	39	451,98	10	0,025	
8	38	441,98	3,85	0,026	
9	37	438,13	3,85	0,027	
10	36	434,28	5,6	0,028	
11	35	428,68	10	0,029	
12	34	418,68	0,5	0,030	
13	33.9	418,18	6,84	0,017	Túnel - Montante
14	33.8	411,34	11,12	0,017	Interior do túnel
15	33.7	400,22	12,61	0,017	
16	33.6	387,61	10,11	0,017	
17	33.5	377,50	9,69	0,017	
18	33.4	367,81	8,86	0,017	
19	33.3	358,95	9,7	0,017	
20	33.2	349,25	5,58	0,017	
21	33.1	343,67	0,5	0,017	
22	33	343,17	11	0,017	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	332,17	13	0,017	Canal de Azulejos
24	31	319,17	15	0,017	
25	30	304,17	6	0,017	
26	29	298,17	3,7	0,017	
27	28	294,47	0,5	0,017	
28	27.9	293,97	4,43	0,017	
29	27	289,54	3,05	0,017	
30	26.1	286,49	1,95	0,017	
31	26	284,54	5,7	0,017	Canal de Azulejos
32	25	278,84	15	0,017	
33	24	263,84	12,5	0,017	
34	23	251,34	6,5	0,017	
35	22	244,84	8	0,017	
36	21	236,84	1,51	0,017	
37	20	235,33	0,76	0,017	
38	19.9	234,57	3,11	0,017	
39	19.8	231,46	0,96	0,017	Comporta: Jusante
40	19	230,50	5,5	0,021	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
41	18	225,00	10	0,025	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
42	17	215,00	10	0,029	
43	16	205,00	15	0,033	
44	15	190,00	15	0,033	
45	14	175,00	15	0,033	
46	13	160,00	15	0,033	

Tabela 5.1 (Cont.) – Dados do Cenário I

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Rugosidade n	Trechos Notáveis
47	12	145,00	15	0,033	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
48	11	130,00	15	0,033	
49	10	115,00	19,5	0,033	
50	9	95,50	0,5	0,033	
51	8	95,00	15	0,033	
52	7	80,00	15	0,033	
53	6	65,00	15	0,033	
54	5	50,00	15	0,033	
55	4	35,00	15	0,033	
56	3	20,00	10	0,033	
57	2	10,00	10	0,033	
58	1	0,00	50	0,033	Secção de jusante: Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
59	0.99	NA	50	0,033	Secção Virtual
60	0.98	NA	0	0,033	Secção Virtual
Comprimento total do trecho (m)			<b>510,34</b>		
Comprimento total do trecho com as secções fictícias (m)			<b>610,34</b>		

Como já foi referido (p.69), no trabalho de Rocha e Fernandes (2006), o trecho do canal de Queluz em túnel foi tratado como passagem hidráulica (*culvert*, na terminologia de HEC-RAS). Tal impede o conhecimento do escoamento no interior deste túnel. Mas, este túnel tem uma extensão significativa (74,50 m), ocorrendo, no escoamento, fenómenos relevantes, tais como a passagem de regime rápido a lento, através de ressalto, realidades que não convém ignorar.

Para as secções no interior do túnel, adoptou-se um valor para o coeficiente de rugosidade de  $n = 0,017$ .

Na Figura 5.1, apresenta-se o regolfo do trecho em análise, e também a altura crítica e linha de energia; secções muito próximas umas das outras, não são passíveis de ser apresentadas nesta Figura.

Na Tabela II.1, em Anexo, apresenta-se um resumo dos valores de cálculo.

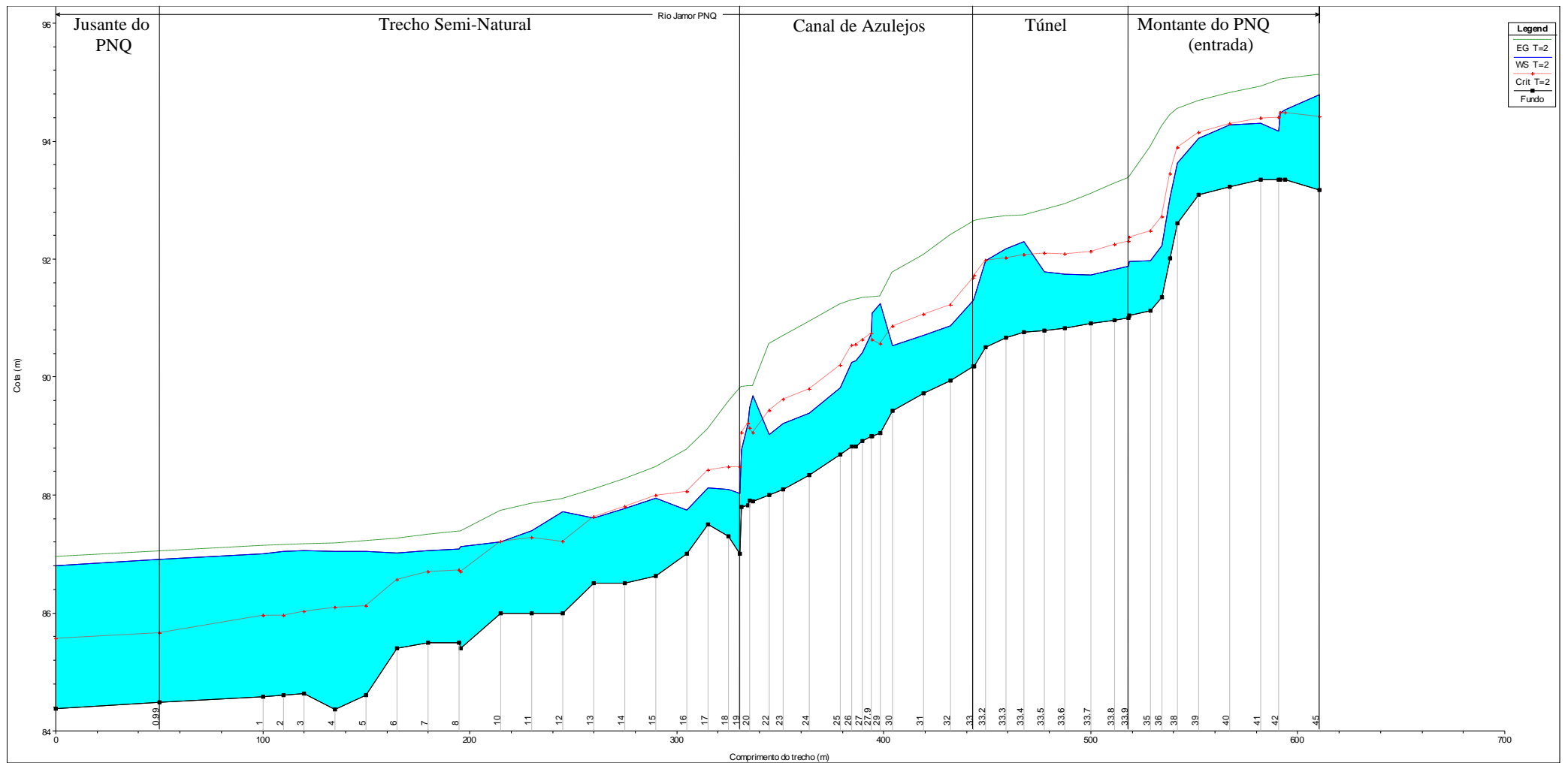


Figura 5.1 – Regolho do trecho em estudo – Cenário I

Verificam-se quatro ressaltos hidráulicos e duas secções críticas (secções 18 e 19), sem capacidade de vazão para o caudal admitido.

Seleccionaram-se sete secções para exemplificar o comportamento desta cheia do Rio Jamor no PNQ (Figura 5.2).

Figura 5.2– Resultados do Cenário I para sete secções transversais de cálculo

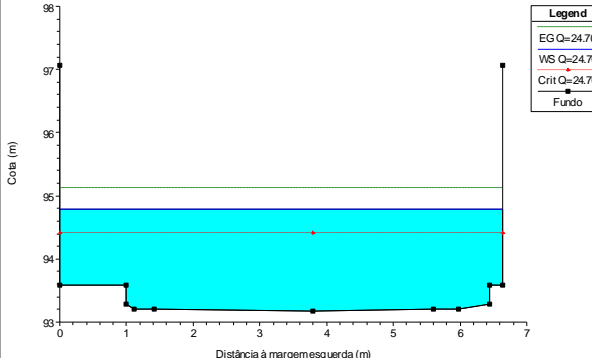
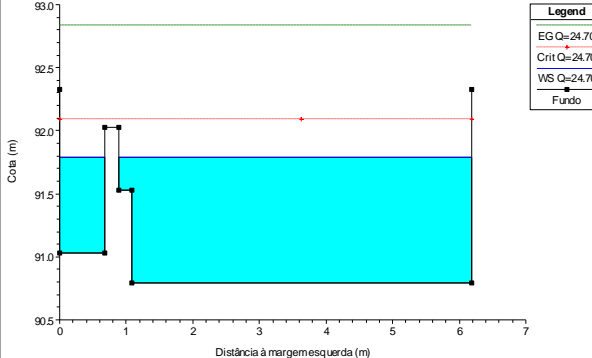
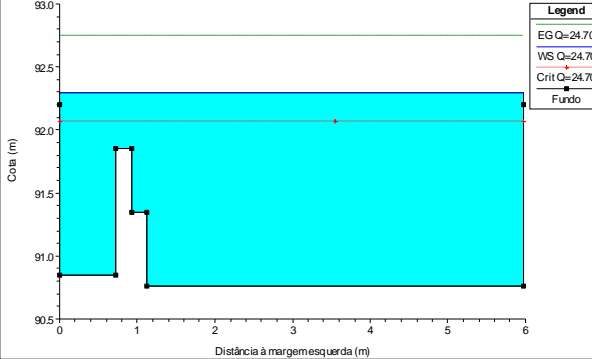
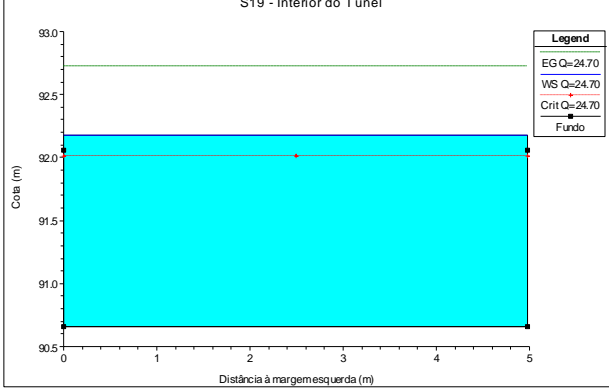
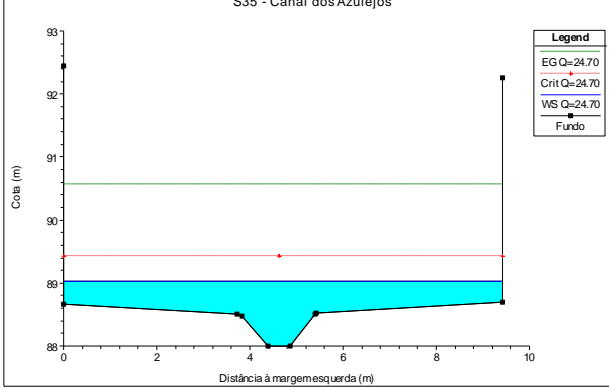
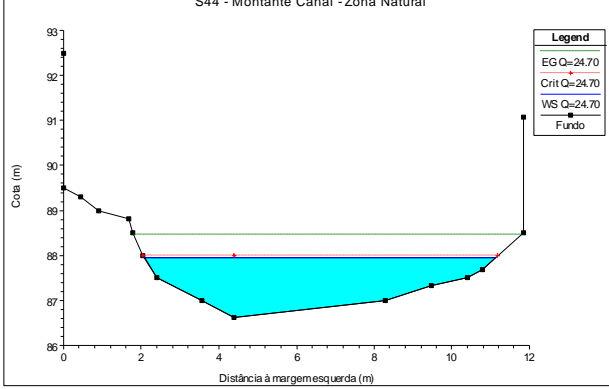
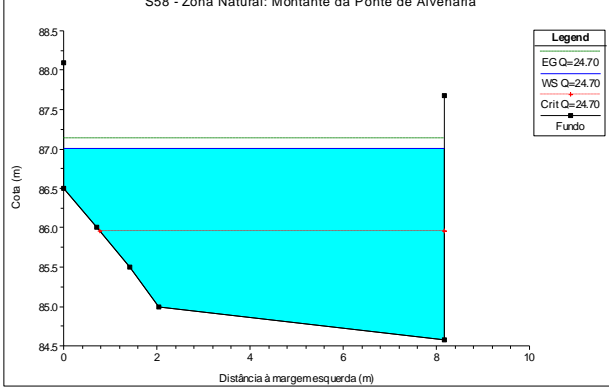
Resultado (HEC-RAS)	Observações
<p>S1 - Ponte de Entrada no PNQ: Montante</p>  <p>Legend</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>EG Q=24.70</li> <li>WS Q=24.70</li> <li>Crit Q=24.70</li> <li>Fundo</li> </ul>	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S17 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>EG Q=24.70</li> <li>Crit Q=24.70</li> <li>WS Q=24.70</li> <li>Fundo</li> </ul>	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S18 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>EG Q=24.70</li> <li>WS Q=24.70</li> <li>Crit Q=24.70</li> <li>Fundo</li> </ul>	<p>Ressalto hidráulico entre esta secção e secção imediatamente a montante.</p> <p>Sem capacidade de vazão para o caudal admitido</p>

Figura 5.2 (Cont.) – Resultados do Cenário I para sete secções transversais de cálculo

Resultado (HEC-RAS)	Observações
<p>S19 - Interior do Túnel</p> 	<p>Sem capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S35 - Canal dos Azulejos</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S44 - Montante Canal - Zona Natural</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S58 - Zona Natural: Montante da Ponte de Alvenaria</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>

### **5.2.2. Cenário II**

Calculou-se o valor do caudal máximo admissível para que todas as secções ao longo do trecho tenham capacidade de vazão aquando dessa cheia. Por iterações, chegou-se a um caudal máximo de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , para o qual se apresentam os resultados.

A Figura 5.3 apresenta o regolfo do trecho para esta simulação e, mantendo a mesma metodologia, a altura crítica e a linha de energia.

A Tabela II.2, em Anexo, apresenta um resumo dos valores de cálculo para o caudal supracitado.

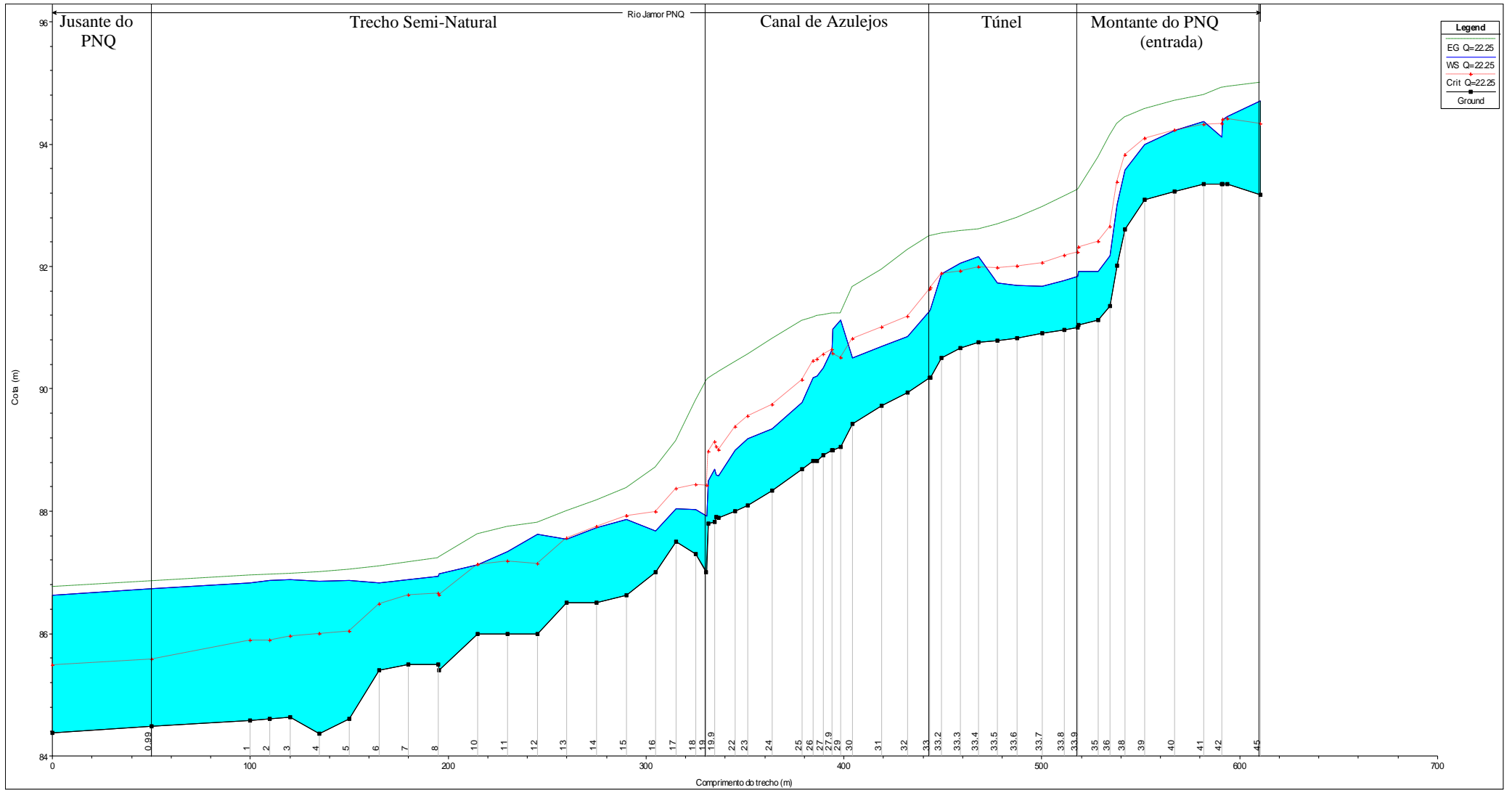


Figura 5.3 – Regolfo do trecho em estudo – Cenário II

Para o caudal calculado, deixa de ocorrer um ressalto hidráulico entre as secções 35 e 36 (o escoamento passa a desenvolver-se apenas em regime rápido). Passa a ocorrer, entretanto, ressalto hidráulico entre as secções 4 e 5.

### **5.2.3. Cenário III**

Para esta simulação consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C)
- Escoamento permanente;
- CF de jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Cenário II).

Na Figura 5.4, apresenta-se o regolfo para esta simulação, a altura crítica e a linha de energia. A Tabela II.3 apresenta um resumo dos valores de cálculo, para o caudal supracitado.

Tabela 5.2 - Dados do Cenário III

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
1	45	591,81	16,57	0,025	Secção de montante
2	44	575,24	2,35	0,025	Canal com quedas
3	43	572,89	0,5	0,025	
4	42	572,39	8,94	0,025	
5	41	563,45	15	0,025	
6	40	548,45	15	0,025	
7	39	533,45	10	0,025	
8	38	523,45	3,85	0,026	
9	37	519,60	3,85	0,027	
10	36	515,75	5,6	0,028	
11	35	510,15	10	0,029	
12	34	500,15	0,5	0,030	Secção imediatamente a montante do túnel
13	33.9	499,65	6,84	0,017	Túnel - Montante
14	33.8	492,81	11,12	0,017	Interior do túnel
15	33.7	481,69	12,61	0,017	
16	33.6	469,08	10,11	0,017	
17	33.5	458,97	9,69	0,017	
18	33.4	449,28	8,86	0,017	
19	33.3	440,42	9,7	0,017	
20	33.2	430,72	5,58	0,017	
21	33.1	425,14	0,5	0,017	Túnel - Jusante
22	33	424,64	11	0,017	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	413,64	13	0,017	Canal de Azulejos
24	31	400,64	15	0,017	
25	30	385,64	6	0,017	
26	29	379,64	3,7	0,017	
27	28	375,94	0,5	0,017	
28	27.9	375,44	4,43	0,017	Ponte de Azulejos
29	27	371,01	3,05	0,017	
30	26.1	367,96	1,95	0,017	
31	26	366,01	5,7	0,017	Canal de Azulejos
32	25	360,31	15	0,017	
33	24	345,31	12,5	0,017	
34	23	332,81	6,5	0,017	
35	22	326,31	8	0,017	
36	21	318,31	1,51	0,017	
37	20	316,80	0,76	0,017	
38	19.9	316,04	3,11	0,017	Comporta: Montante
39	19.8	312,93	0,96	0,017	Comporta: Jusante
40	19	311,97	5,5	0,021	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
41	18	306,47	10	0,025	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
42	17	296,47	10	0,029	
43	16	286,47	15	0,033	
44	15	271,47	15	0,033	
45	14	256,47	15	0,033	

Tabela 5.2 (Cont.) - Dados do Cenário III

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Rugosidade n	Trechos Notáveis
46	13	241,47	15	0,033	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
47	12	226,47	15	0,033	
48	11	211,47	15	0,033	
49	10	196,47	19,5	0,033	
50	9	176,97	0,5	0,033	
51	8	176,47	15	0,033	
52	7	161,47	15	0,033	
53	6	146,47	15	0,033	
54	5	131,47	15	0,033	
55	4	116,47	15	0,033	
56	3	101,47	10	0,033	
57	2	91,47	10	0,033	
58	1	81,47	0,5	0,033	Secção de jusante - Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
59	0.99	80,97	5,33	0,033	Ponte de Alvenaria: Montante
60	0.98	75,64	0,5	0,033	Ponte de Alvenaria: Jusante
61	0.97	75,14	11,55	0,033	Secção imediatamente a jusante da ponte de alvenaria
62	0.96	63,59	0,5	0,033	Montante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
63	0.95	63,09	9,03	0,033	Jusante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
64	0.94	54,06	0,5	0,033	Imediatamente a montante da ponte sob IC19
65	0.93	53,56	13,39	0,033	Ponte sob IC19: Montante
66	0.9275*	40,17	13,39	0,033	Secções no interior da Ponte sob IC19
67	0.925*	26,78	13,39	0,033	
68	0.9225*	13,39	13,39	0,033	
69	0.92	0,00	0	0,033	Ponte do IC19: Jusante
		Comprimento total do trecho (m)	<b>591,81</b>		

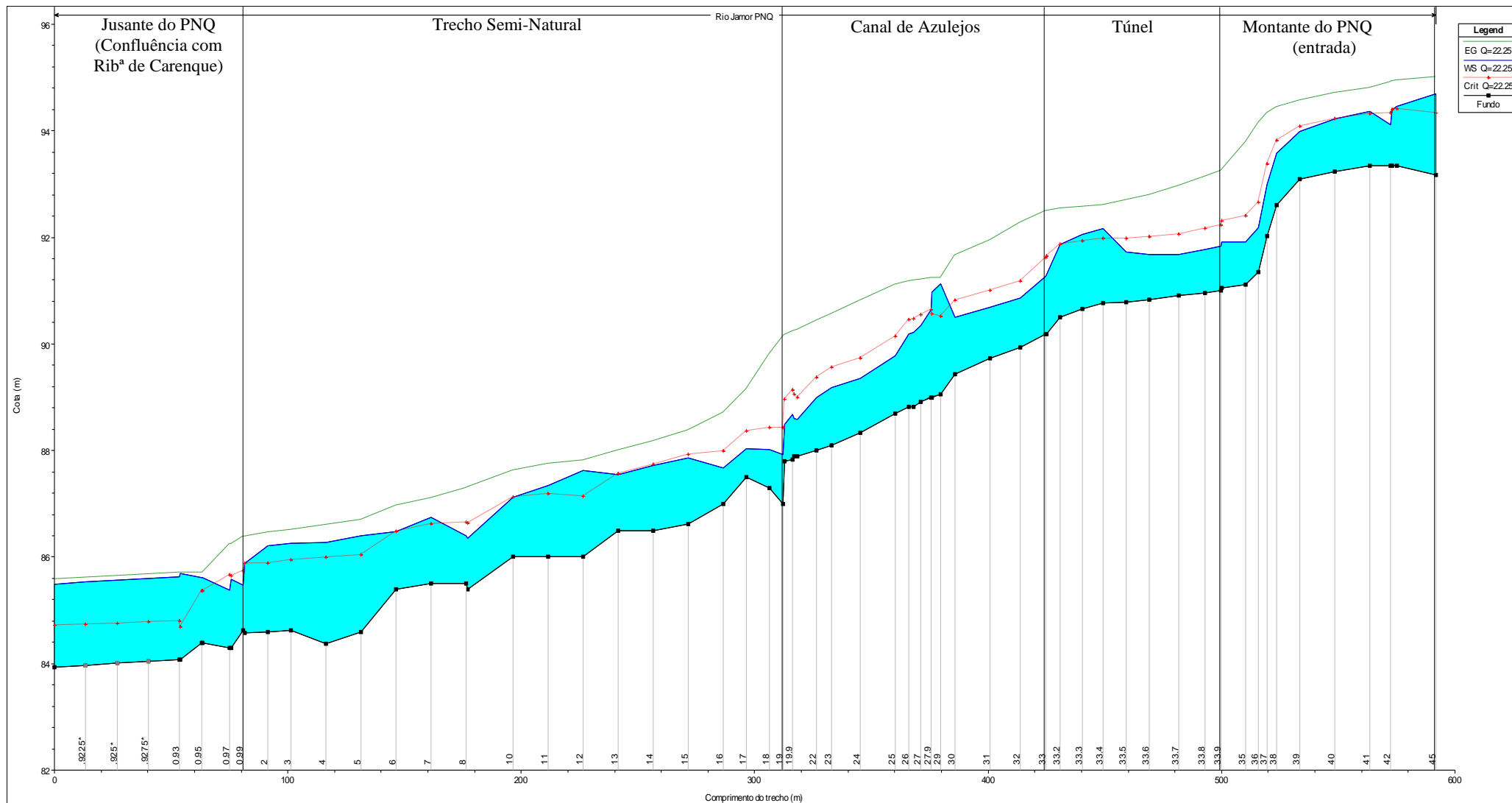


Figura 5.4 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III

#### 5.2.4. Cenário IV

Incluiu-se uma entrada pontual de caudal na secção 40, correspondente ao caudal da Ribeira das Forçadas.

Consideraram-se como dados:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C);
- Escoamento permanente;
- CF de jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  até à secção 39 (RS 19.8);
- Caudal de  $33,12 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  a partir da secção 40 (RS 19) – Com a entrada pontual de caudal correspondente à Ribeira das Forçadas de  $10,87 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Capítulo 4).

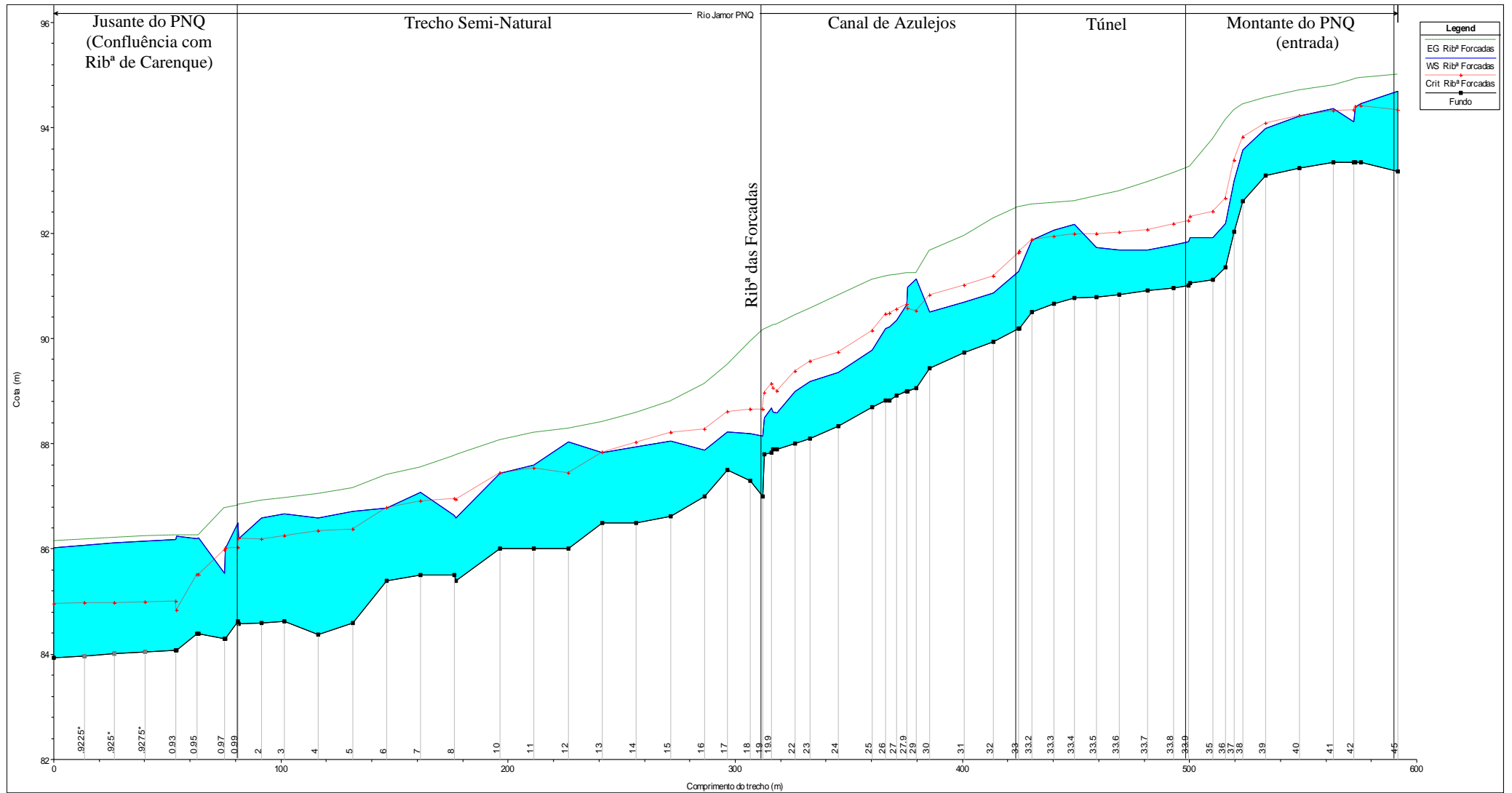


Figura 5.5 - Regolho do trecho em estudo: Cenário IV

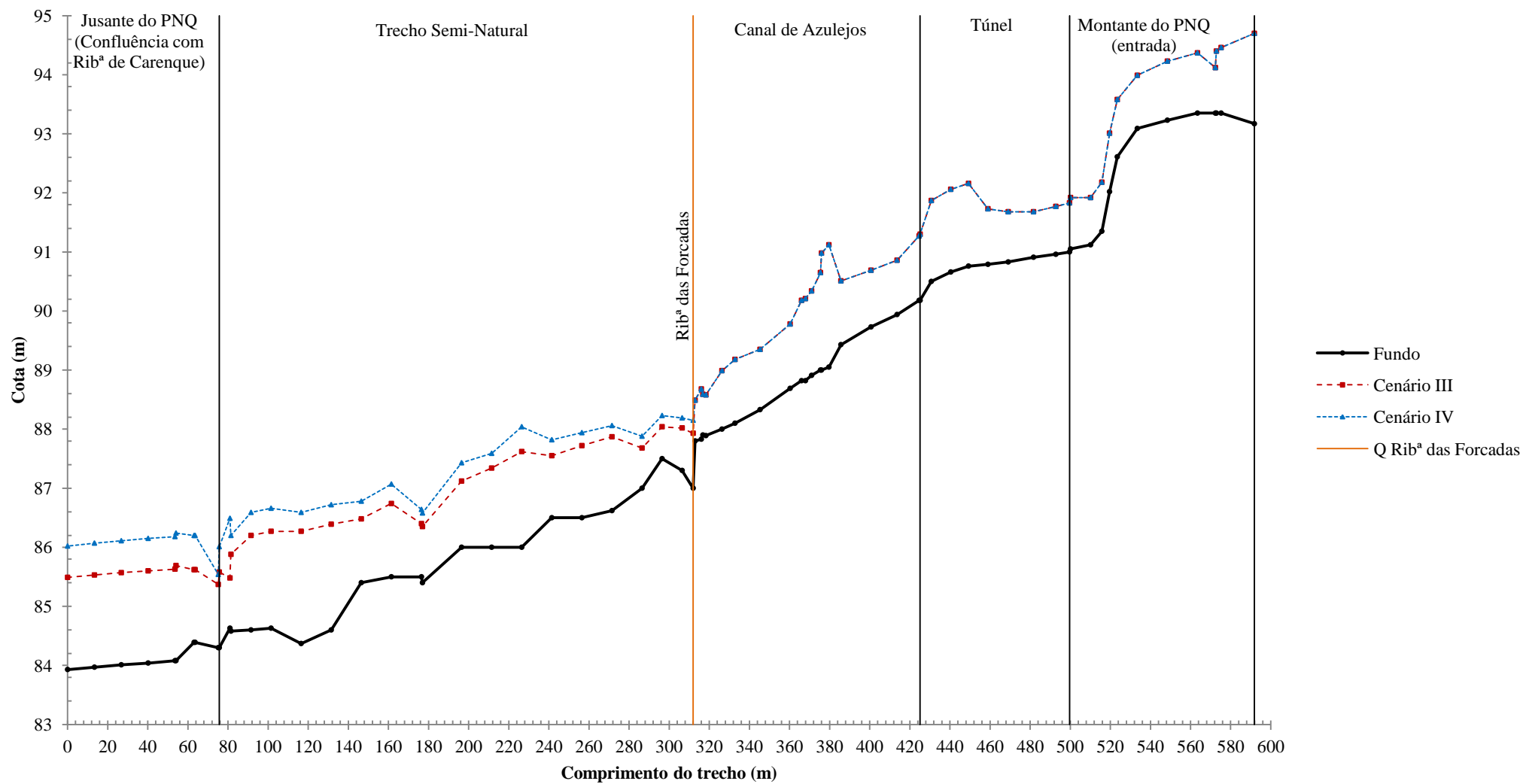


Figura 5.6 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário IV

Com a introdução do caudal da Ribeira das Forçadas identificou-se uma secção crítica, já referida no Capítulo 2 (Figura 2.15) e Capítulo 4 (Figura 4.7), correspondente à secção de montante da ponte de alvenaria. Esta ponte constitui efectivamente um forte estrangulamento ao escoamento, dada a sua reduzida capacidade de vazão.

Na Figura 5.7, apresentam-se quatro secções que exemplificam o comportamento em cheia do Rio Jamor neste cenário.

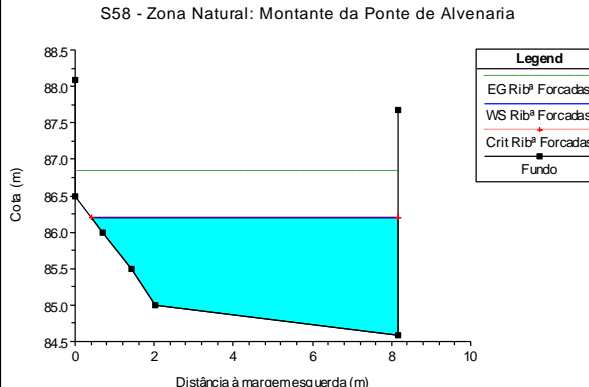
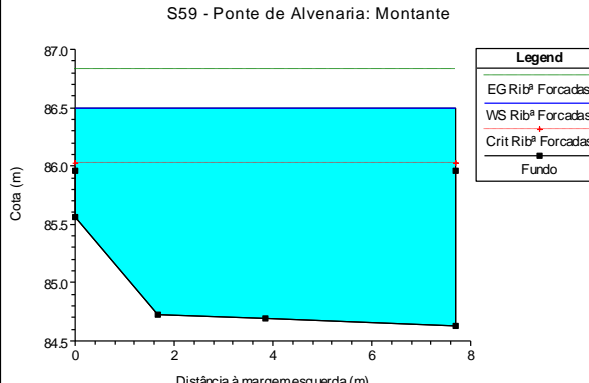
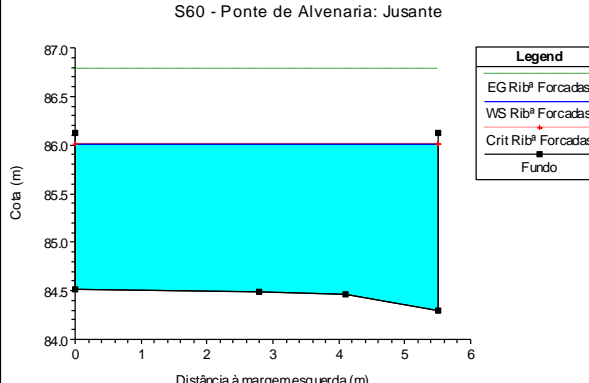
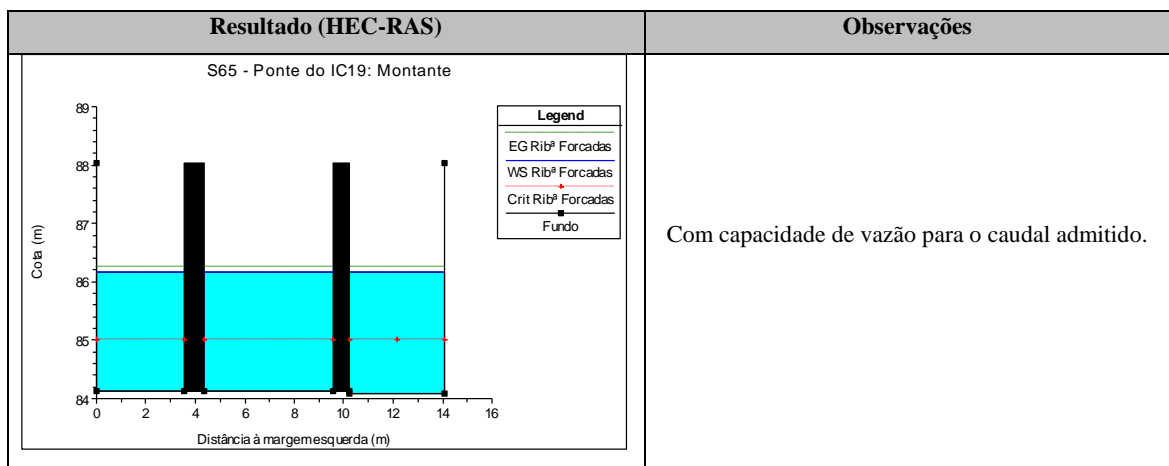
Resultado (HEC-RAS)	Observações
<p>S58 - Zona Natural: Montante da Ponte de Alvenaria</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido.</p>
<p>S59 - Ponte de Alvenaria: Montante</p> 	<p>Redução de secção entre esta e a secção imediatamente a montante.</p> <p>Sem capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p>S60 - Ponte de Alvenaria: Jusante</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido.</p>

Figura 5.7 – Resultados do Cenário IV para quatro secções transversais de cálculo



**Figura 5.7 (Cont.)** – Resultados do Cenário IV para quatro secções transversais de cálculo

### 5.2.5. Cenário V

Adoptando as condições do Cenário IV, calculou-se o valor do caudal máximo admissível para a Ribeira das Forcadas para que todas as secções ao longo do Canal de Queluz comportem tal cheia. Por iterações, chegou-se a um caudal máximo  $2,73 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , para o qual se apresentam os resultados. A Tabela III.5 (Anexo II), apresenta um resumo dos valores de cálculo no trecho para o caudal supracitado.

Na Figura 5.8, apresenta-se o regolfo do trecho para esta simulação, altura crítica e linha de energia. Na Figura 5.9, apresenta-se uma comparação do regolfo deste e do cenário antecedente.

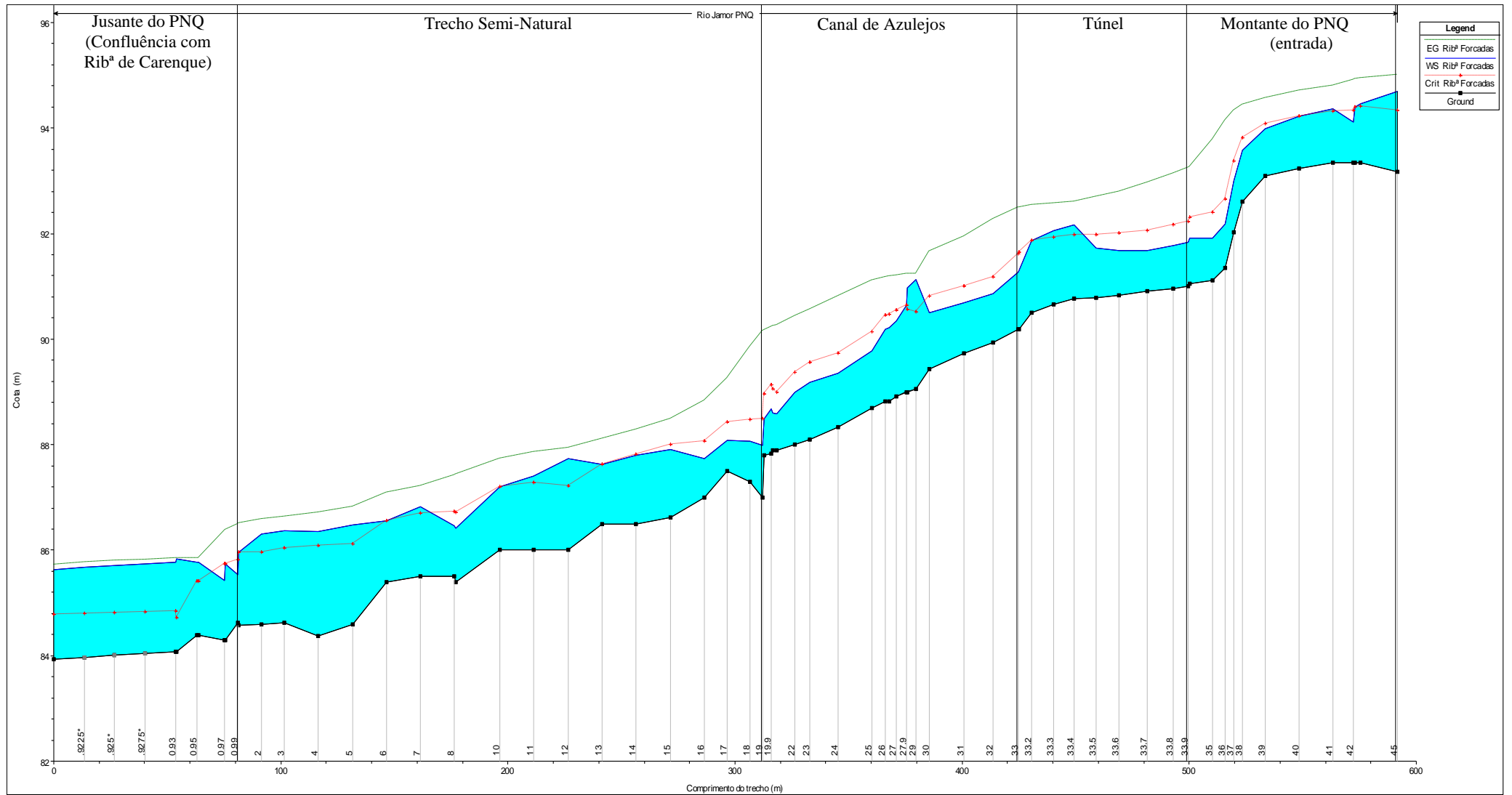


Figura 5.8 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário V

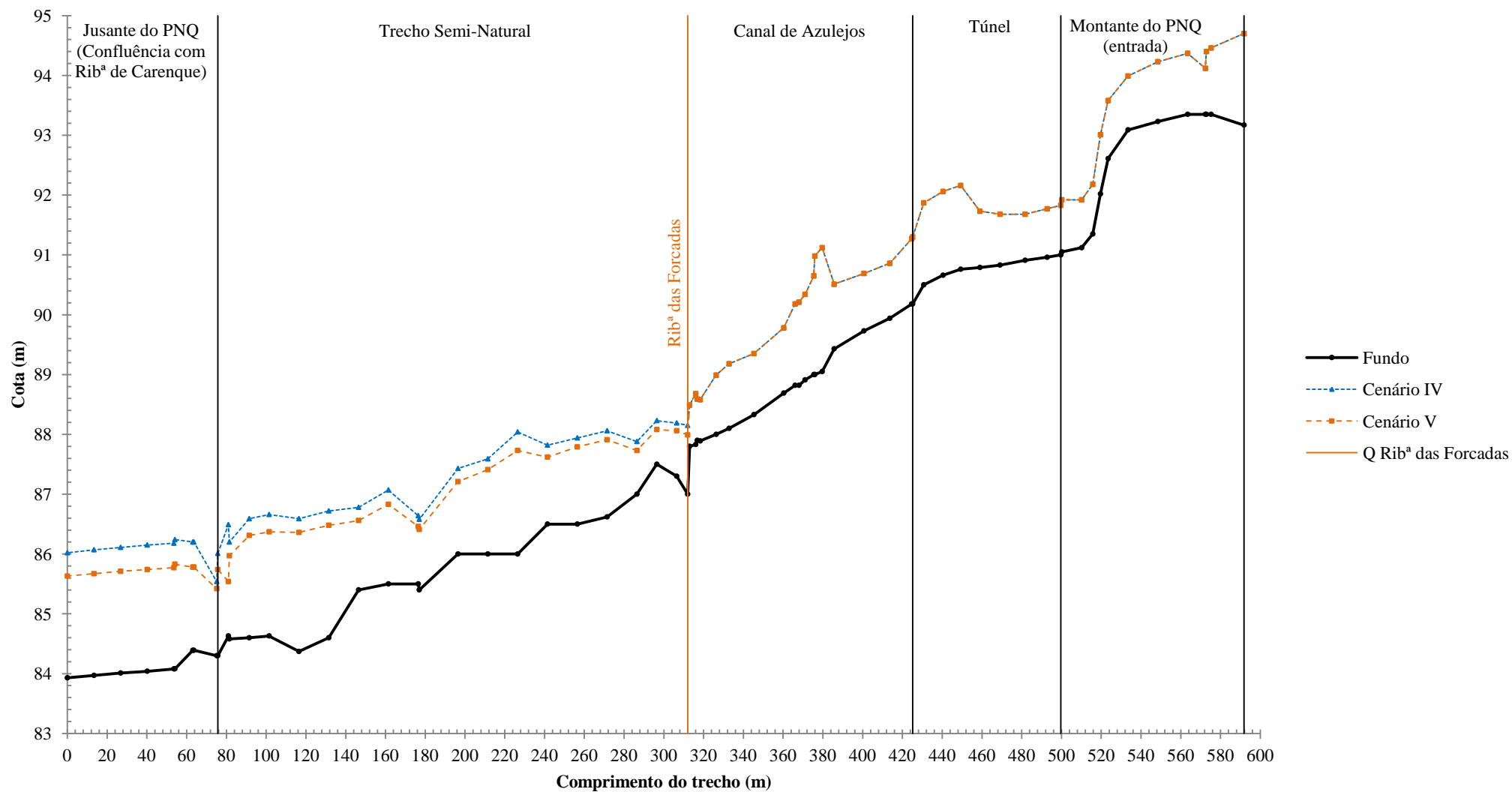


Figura 5.9 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário IV vs Cenário V

### 5.2.6. Cenário VI

Incluiu-se uma entrada pontual de caudal na secção 63, correspondente ao caudal da Ribeira de Carenque.

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C);
- Escoamento permanente;
- CF jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  até à secção 62 (RS 0.96);
- Caudal de  $56,88 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  a partir da secção 63 (RS 0.95) – com a entrada pontual de caudal correspondente à Ribeira de Carenque de  $34,63 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Capítulo 4).

A Figura 5.10 apresenta o regolfo do trecho para esta simulação, a altura crítica e a linha de energia. Na Figura 5.11, apresenta-se uma comparação entre o regolfo desta e da 3ª simulação.

Na Tabela II.6 (Anexo II), apresenta-se um resumo dos valores de cálculo no trecho para o caudal supracitado.

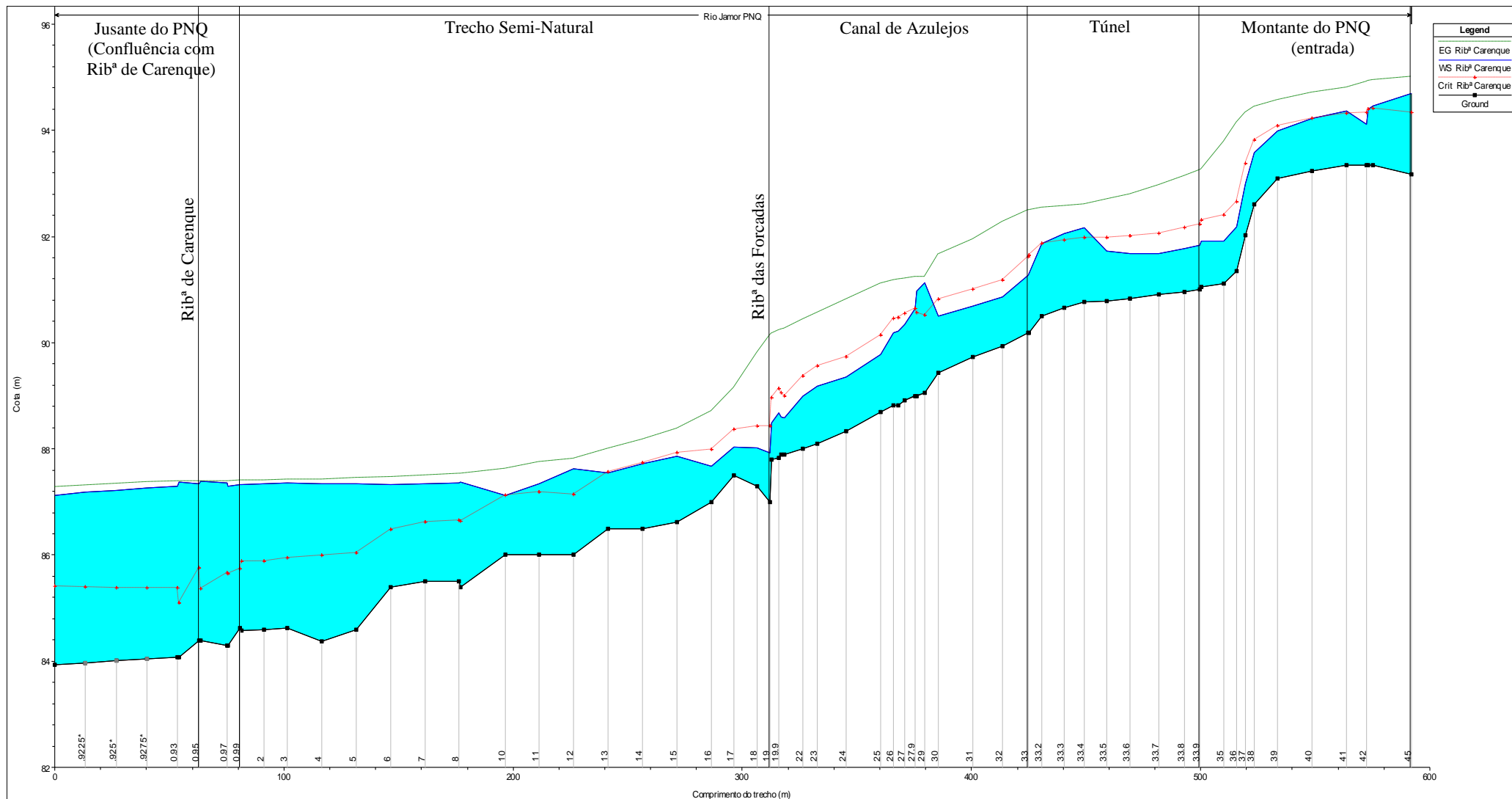


Figura 5.10 – Regolho do trecho em estudo: Cenário VI

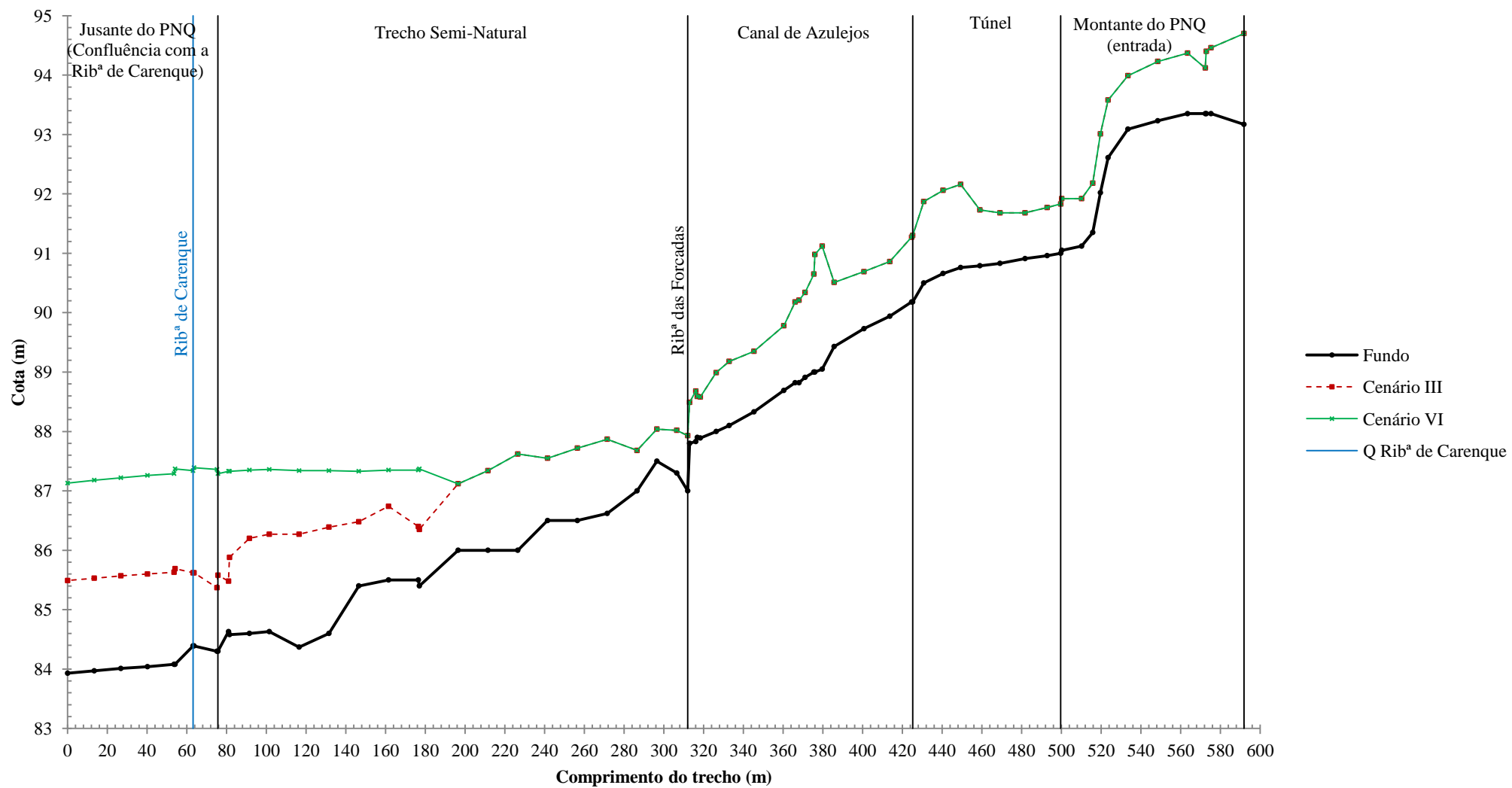


Figura 5.11 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário VI

Analisando as Figuras 5.10 e 5.11 e a Tabela II.6, verificam-se três ressaltos hidráulicos ao longo do canal. A partir da secção 49, o escoamento ocorre apenas em regime lento. O caudal da Ribeira de Carenque influencia o escoamento para montante, através de uma elevação do nível da água.

Foram identificadas nesta simulação duas secções críticas, secções 59 e 60, sem capacidade de vazão para o caudal admitido, respectivamente, as secções de montante e de jusante da ponte de alvenaria.

Apresentam-se, na Figura 5.12, seis secções, para exemplificar o comportamento em cheia do Rio Jamor no PNQ com o caudal proveniente da Ribeira de Carenque.

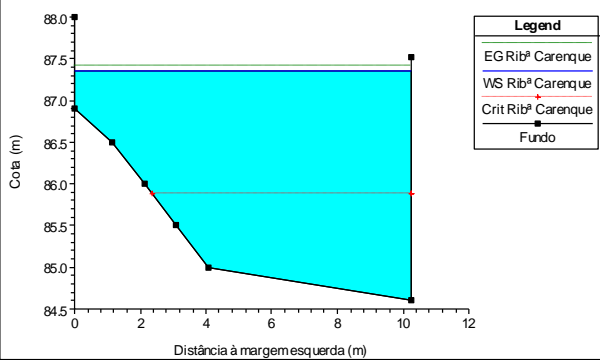
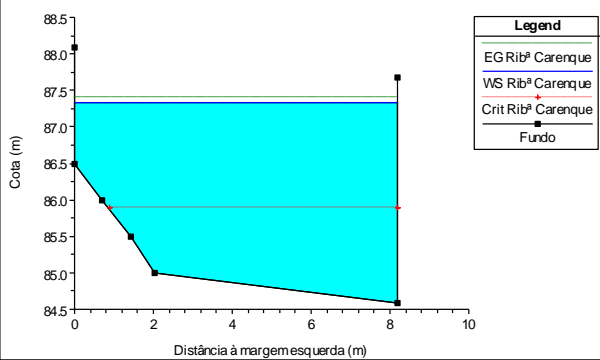
Resultado (HEC-RAS)	Observações
<p style="text-align: center;">S57 - Montante Canal - Zona Natural</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>
<p style="text-align: center;">S58 - Zona Natural: Montante da Ponte de Alvenaria</p> 	<p>Com capacidade de vazão para o caudal admitido</p>

Figura 5.12 – Resultados do Cenário VI para seis secções transversais de cálculo

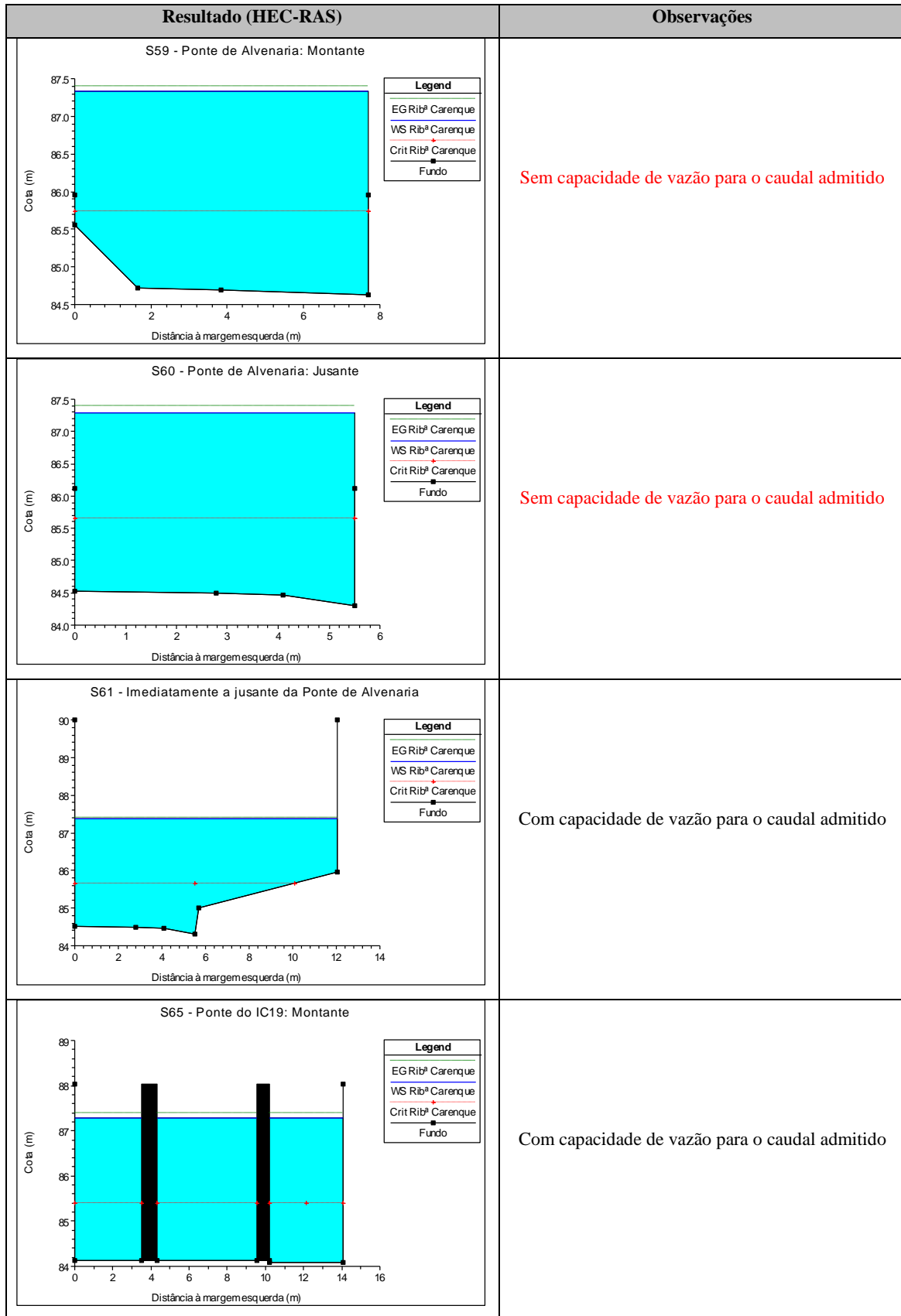


Figura 5.12 (Cont.) – Resultados do Cenário VI para seis seções transversais de cálculo

### **5.2.7. Cenário VII**

Calculou-se o valor do caudal máximo admissível para a Ribeira de Carenque para que todas as secções ao longo do Canal de Queluz tenham capacidade de vazão aquando de uma cheia. Por iterações, chegou-se a um caudal máximo  $10,75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , para o qual se apresentam os resultados. A Tabela III.7 (Anexo II), apresenta um resumo dos valores de cálculo no trecho para o caudal supracitado.

Na Figura 5.13, apresenta-se o regolfo do trecho para esta simulação, a altura crítica e linha de energia. A Figura 5.14 apresenta uma comparação do regolfo deste e do cenário antecedente.

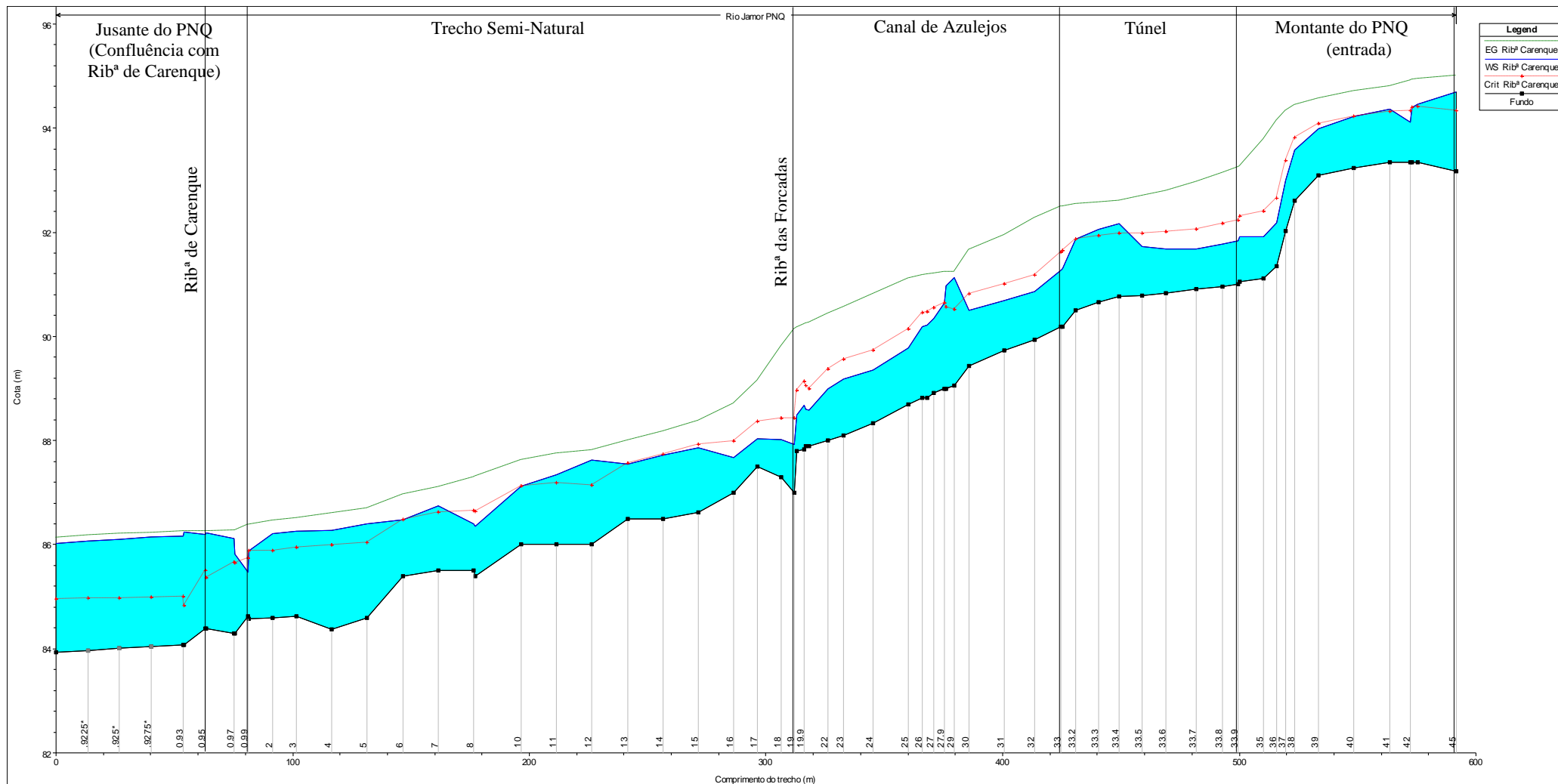


Figura 5.13 – Regolho do trecho em análise: Cenário VII

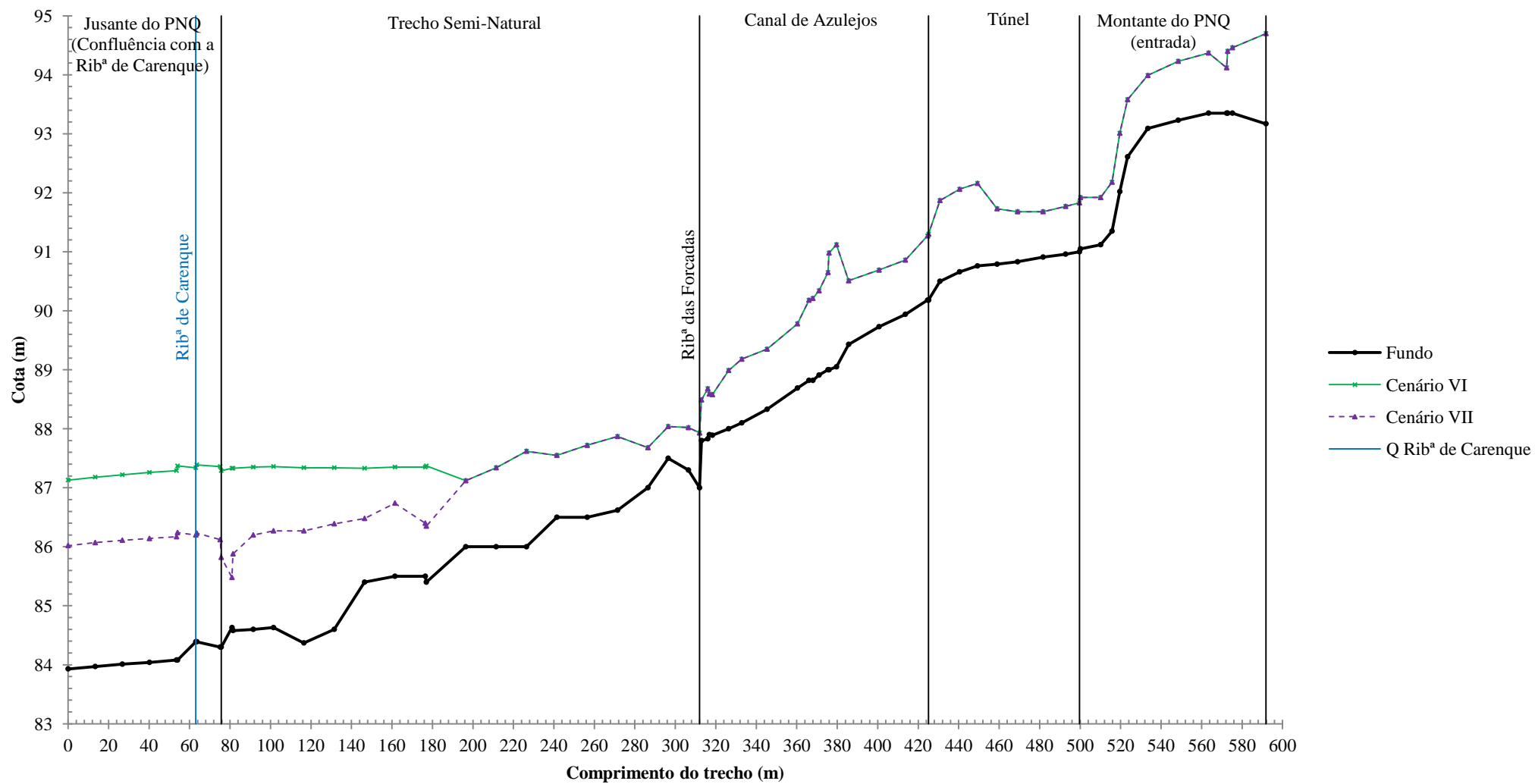


Figura 5.14 – Regolho do trecho em estudo: Cenário VI vs Cenário VII

### 5.2.8. Cenário VIII

Inclui-se duas entradas pontuais de caudal, o caudal da Ribeira das Forcadas e da Ribeira de Carenque, o que corresponde afinal à situação real.

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C);
- Escoamento permanente;
- CF jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  até à secção 39 (RS 19.8);
- Caudal de  $24,98 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  a partir da secção 40 (RS 19) – com a entrada pontual de caudal correspondente à Ribeira das Forcadas de  $2,73 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Cenário V);
- Caudal de  $35,73 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  a partir da secção 63 (RS 0.95) – com a entrada pontual de caudal correspondente à Ribeira de Carenque de  $10,75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Cenário VII).

Na Figura 5.15, apresenta-se o regolfo do trecho para esta simulação, a altura crítica e a linha de energia. A Tabela II.8 (Anexo II), apresenta um resumo dos valores de cálculo para o caudal supracitado.

Na Figura 5.16, apresenta-se uma comparação entre o regolfo deste e com o Cenário III.

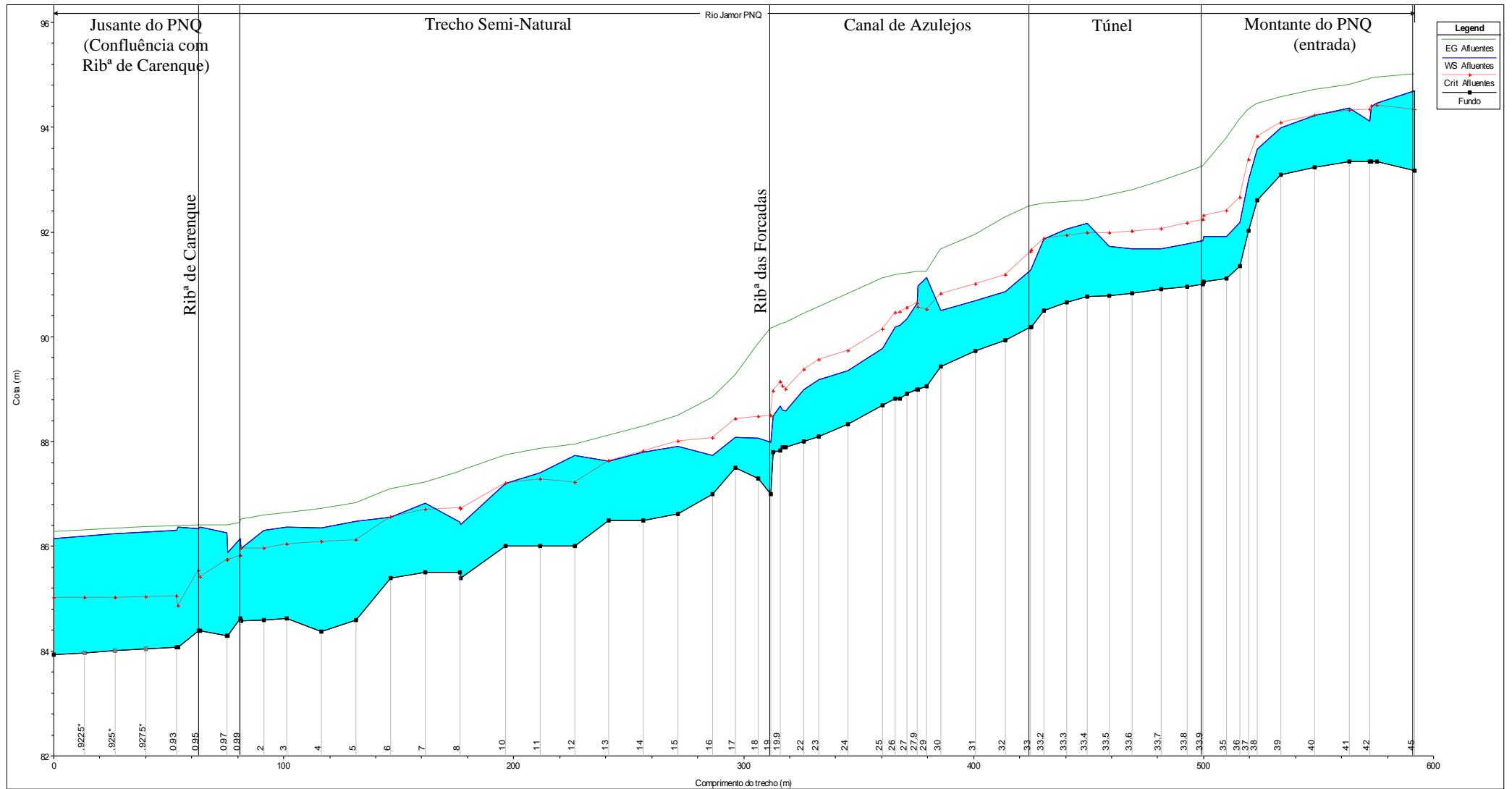


Figura 5.15 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário VIII

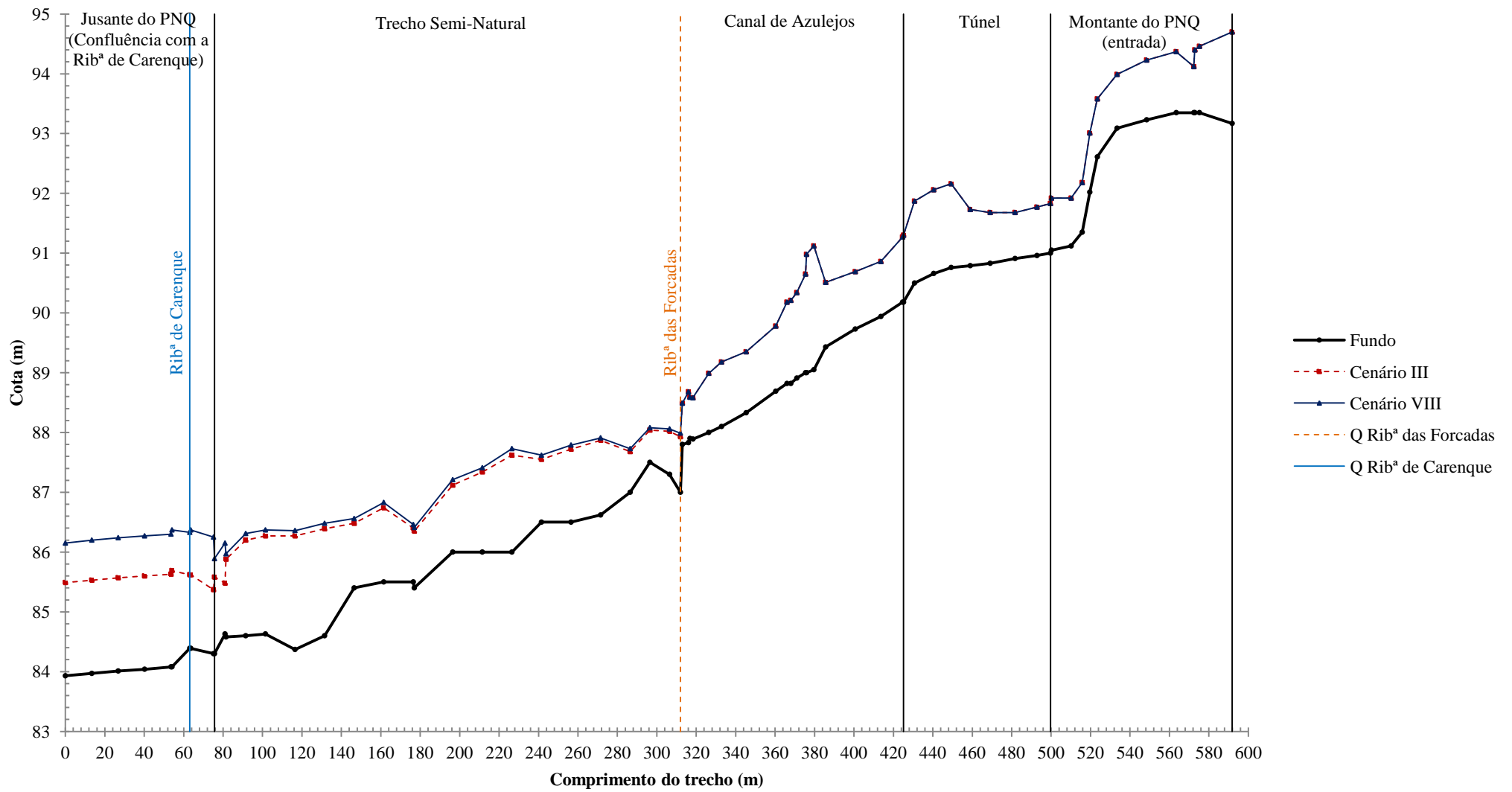


Figura 5.16 – Regolfo do trecho em estudo: Cenário III vs Cenário VIII

### 5.2.9. Cenário IX

No séc. XVIII, o Canal de Azulejos dispunha de um sistema de comportas que, durante o Verão, permitiam criar um espelho de água, a montante (Afonso e Delaforce, 1989) (Figura 5.17). Os azulejos nas paredes laterais do canal situavam-se ao nível da comporta, podendo assim as cenas representadas nestes serem observadas dos barcos, criando a ilusão de uma cena filmada (Afonso e Delaforce, 1989).

A cheia de 1967, à passagem pelo PNQ, deixou um rasto de destruição e levou à retirada comportas, já que tais em ocasiões de cheia, obstruíam os caudais líquido e sólido, aumentando os estragos no canal (Pires, 2013).

Neste trabalho, calculou-se o valor do caudal máximo admissível para navegação no Canal de Azulejos, antevendo a possibilidade de um dia se poder voltar a navegar neste.



**Figura 5.17** - Comportas rígidas do canal junto ao actual Pavilhão do Chá (1954), a) vista de jusante, b) vista de montante (Pereira e Luckhurst, 2005)

A cota máxima admitida para o descarregador foi de 90,65 m. Este, encontra-se 5 cm abaixo da cota inferior dos azulejos (Figura 5.18).



**Figura 5.18** – Localização da comporta

Considerou-se:

- Geometria: Hipótese c) (vide Tabela 4.4 e Folhas 1-A a 1-C);
- Coeficientes de rugosidade (n) idênticos aos casos anteriores;
- Escoamento permanente;
- CF jusante: Altura crítica sobre a comporta;
- CF montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m.

Após algumas simulações, chegou-se a um caudal máximo de  $0,1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , para o qual se apresentam os resultados.

Como já havia sido referido no Capítulo 2, o Rio Jamor é caracterizado por um regime de escoamento sazonal, típico dum clima mediterrânico, onde, de Junho a Outubro, o caudal chega a ser inferior a  $0,1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Machado e Alves, 2000). O valor calculado para o caudal máximo enquadra-se no intervalo de valores referido. Um resumo dos valores de cálculo podem ser consultados na Tabela II.9 em Anexo.

Com vista a minimizar o efeito das cheias, em 1763, foram rasgadas, no paramento do canal, três janelas, garantindo a derivação das águas do Jamor para a Ribeira das Forcadas (Pires, 2013). Estas, encontram-se representadas na Figura 5.19 num corte longitudinal do trecho, assim como a cota que a água atinge para o caudal simulado. Estas janelas têm uma cota de soleira entre 20 e 30 cm acima da cota da comporta, constituindo assim um sistema alternativo de escoamento de águas e evitando que o caudal do canal suba acima deste nível.

O fundo do Canal de Azulejos, originalmente era mais fundo, de tal forma que, quando o canal se enchia de água, esta mal chegava aos painéis de azulejo. No entanto, nos anos 40, o fundo foi elevado, presume-se que devido a problemas estruturais, o que justifica o facto de no início do Canal, imediatamente a jusante do túnel, os azulejos estarem praticamente ao mesmo nível do fundo (Figura 5.19) (adaptado de Rodrigues e Charola, 2012).

A Figura 5.20 apresenta uma simulação do espelho de água no Canal de Azulejos, caso se adopte o sistema de comportas original durante o Verão.

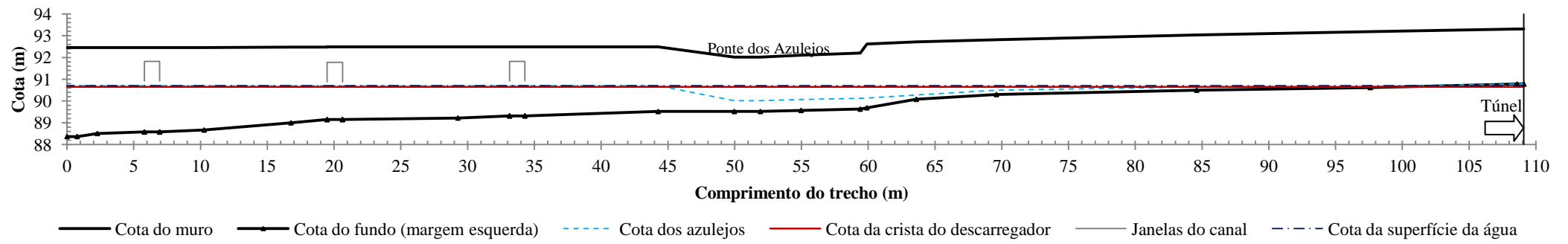


Figura 5.19 – Corte longitudinal do Canal de Azulejos

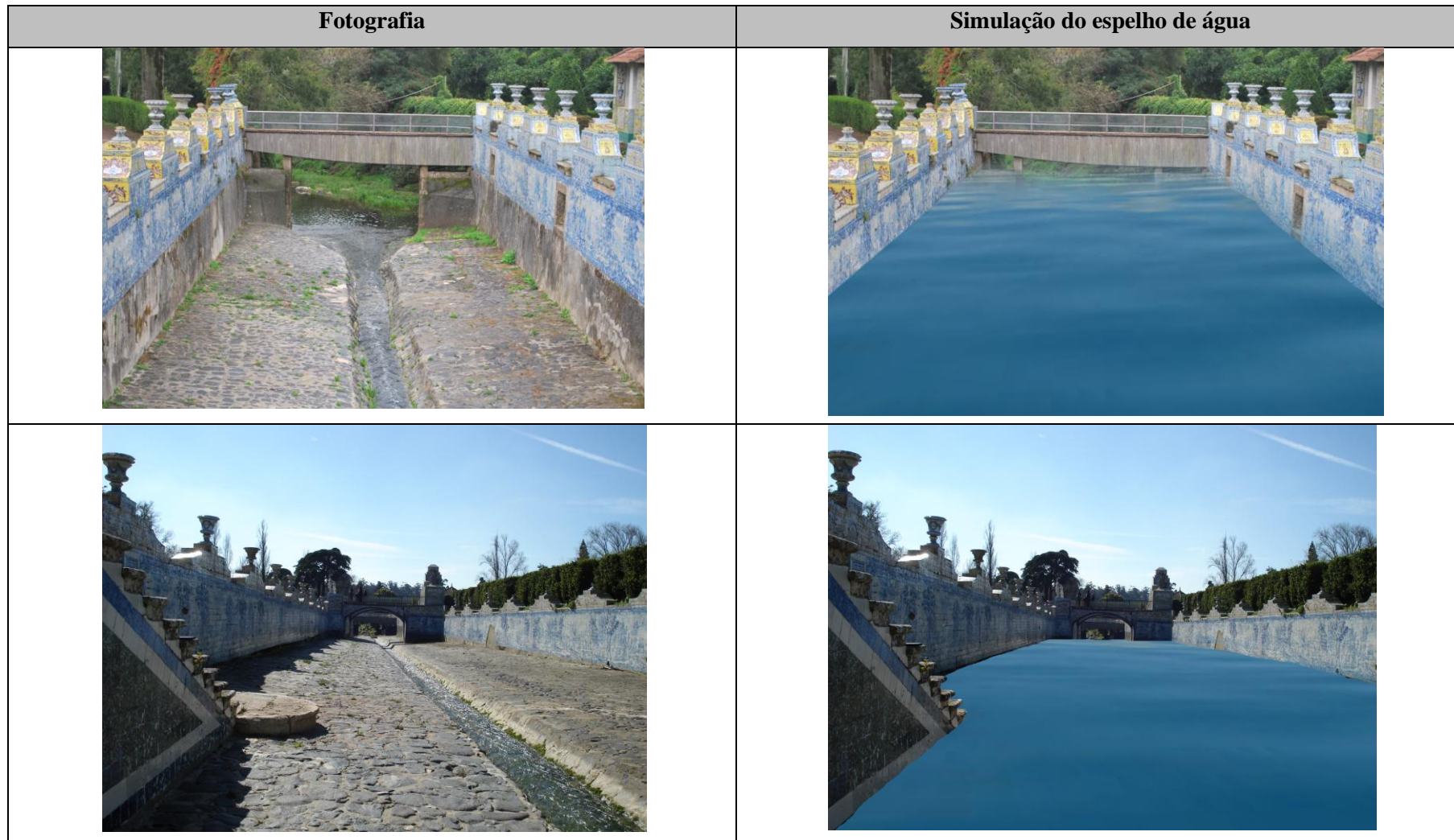


Figura 5.20 – Simulação de um espelho de água para o Verão

### 5.2.10. Cenário X

Repetiram-se as condições do Cenário III, em regime variável, na intenção de comparar os resultados com a mesma simulação feita em regime permanente.

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C);
- Escoamento variável;
- CF de jusante: regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Hidrograma de cheia com um caudal constante de  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (Cenário III).

Apresenta-se na Figura 5.21, o regolfo para esta simulação, a altura crítica e linha de energia.

Os valores de cálculo podem ser consultados na Tabela II.10 em Anexo.

Após algumas iterações, o caudal máximo admitido no canal passou a ser de  $27,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , superior aos  $22,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  calculados anteriormente.

Entre um modelo em regime permanente e em regime variável, o segundo será mais preciso. A diferença tem a ver com o facto de as equações de St. Venant que o HEC-RAS utiliza em regime variável, serem fisicamente mais correctas que a equação de energia utilizada em regime permanente (Goodell, 2010).

A construção teórica do modelo numérico difere consoante o regime seja variável ou permanente. Assim, é natural que os resultados difiram ligeiramente (Figura 5.22).

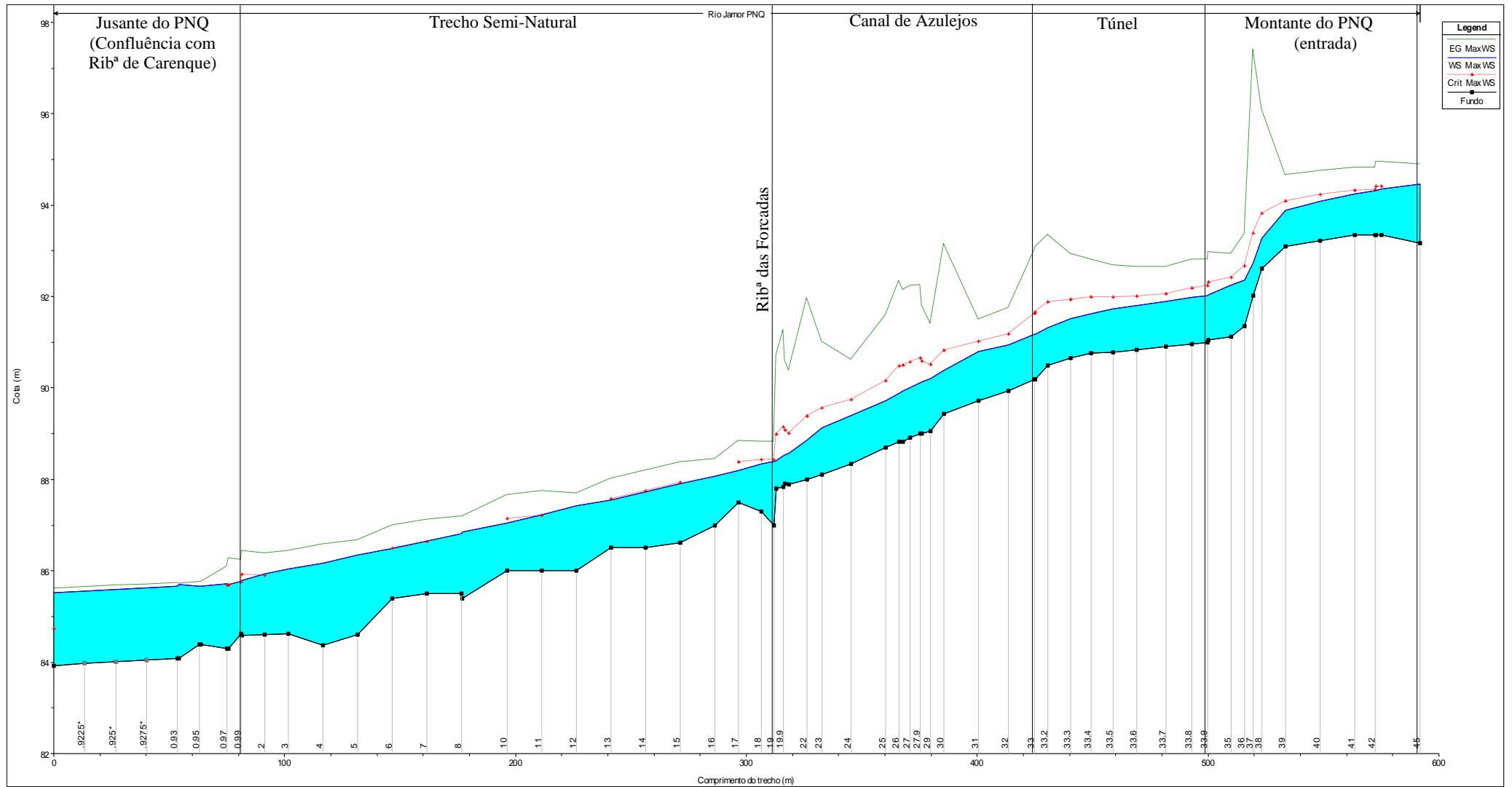


Figura 5.21 - Regolho do trecho em estudo: Cenário X

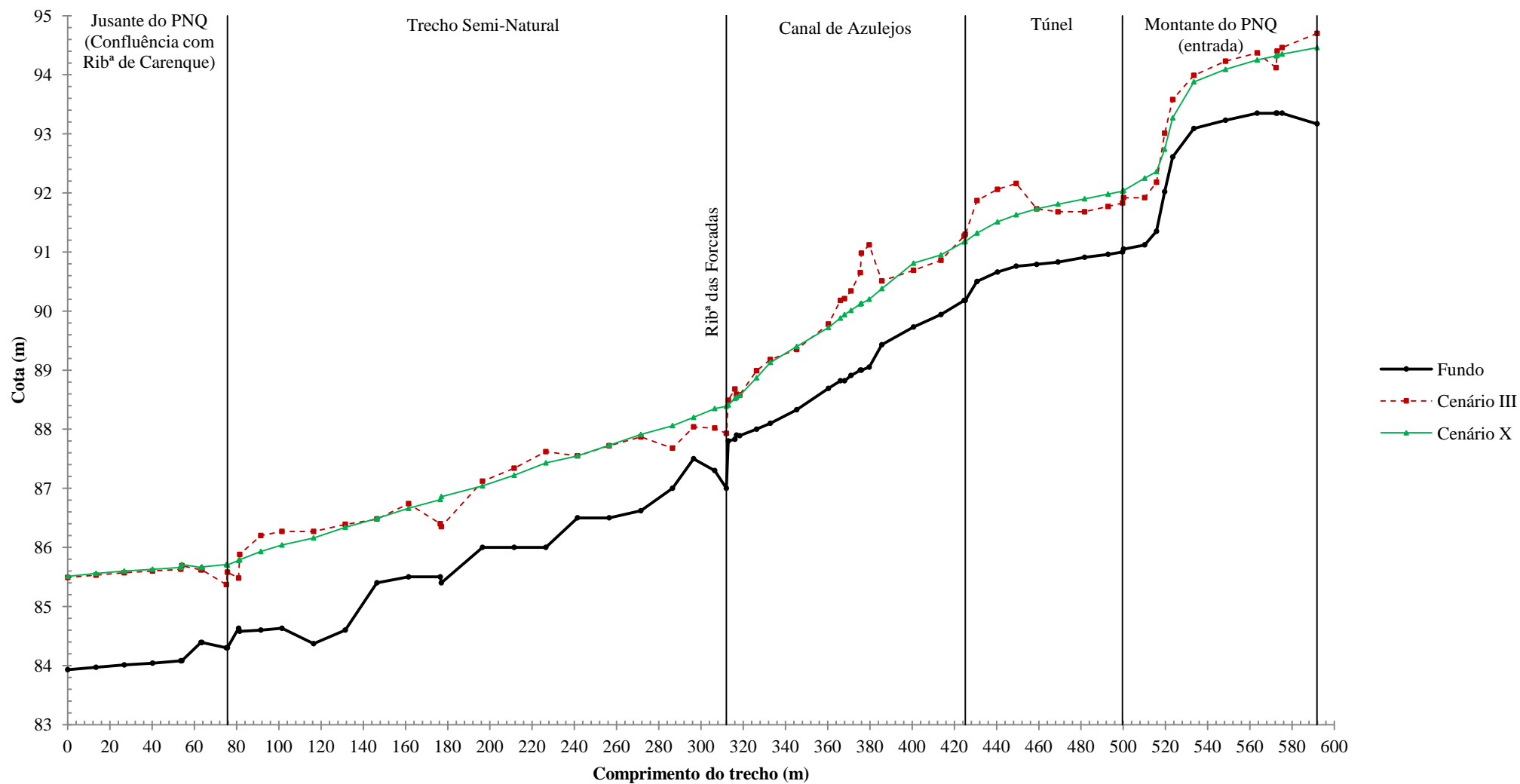


Figura 5.22 - Regolfo do trecho em estudo: Cenário III (permanente) vs Cenário X (variável)

### 5.2.11. Cenário XI

Esta simulação, serve de base para a modelação seguinte referente à instalação de uma bacia de retenção, a montante do PNQ.

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Vide Tabela 5.4;
- Escoamento variável;
- CF de jusante: regime uniforme, com inclinação de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Hidrograma de cheia (Tabela 5.3):

**Tabela 5.3** - Hidrograma de cheia: 11ª simulação

Tempo (min)	<0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	>135
Q (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	20	20	20	50	70	60	50	40	30	20	20

- 3 secções virtuais a montante para estabelecer a condição de fronteira.

**Tabela 5.4** - Dados do Cenário XI

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
1	48	666,81	25	0,025	Secção Virtual
2	47	641,81	25	0,025	Secção Virtual
3	46	616,81	25	0,025	Secção Virtual
4	45	591,81	16,57	0,025	Secção de montante
5	44	575,24	2,35	0,025	Canal com quedas
6	43	572,89	0,5	0,025	
7	42	572,39	8,94	0,025	
8	41	563,45	15	0,025	
9	40	548,45	15	0,025	
10	39	533,45	10	0,025	
11	38	523,45	3,85	0,026	
12	37	519,6	3,85	0,027	
13	36	515,75	5,6	0,028	
14	35	510,15	10	0,029	
15	34	500,15	0,5	0,030	Secção imediatamente a montante do túnel
16	33.9	499,65	6,84	0,017	Túnel - Montante
17	33.8	492,81	11,12	0,017	Interior do túnel
18	33.7	481,69	12,61	0,017	
19	33.6	469,08	10,11	0,017	
20	33.5	458,97	9,69	0,017	
21	33.4	449,28	8,86	0,017	
22	33.3	440,42	9,7	0,017	
23	33.2	430,72	5,58	0,017	
24	33.1	425,14	0,5	0,017	Túnel - Jusante

Tabela 5.4 (Cont.) - Dados do Cenário XI

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
25	33	424,64	11	0,017	Secção imediatamente a jusante do túnel
26	32	413,64	13	0,017	Canal de Azulejos
27	31	400,64	15	0,017	
28	30	385,64	6	0,017	
29	29	379,64	3,7	0,017	
30	28	375,94	0,5	0,017	
31	27.9	375,44	4,43	0,017	
32	27	371,01	3,05	0,017	Ponte de Azulejos
33	26.1	367,96	1,95	0,017	Canal de Azulejos
34	26	366,01	5,7	0,017	
35	25	360,31	15	0,017	
36	24	345,31	12,5	0,017	
37	23	332,81	6,5	0,017	
38	22	326,31	8	0,017	
39	21	318,31	1,51	0,017	
40	20	316,8	0,76	0,017	
41	19.9	316,04	3,11	0,017	Comporta: Montante
42	19.8	312,93	0,96	0,017	Comporta: Jusante
43	19	311,97	5,5	0,021	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
44	18	306,47	10	0,025	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
45	17	296,47	10	0,029	
46	16	286,47	15	0,033	
47	15	271,47	15	0,033	
48	14	256,47	15	0,033	
49	13	241,47	15	0,033	
50	12	226,47	15	0,033	
51	11	211,47	15	0,033	
52	10	196,47	19,5	0,033	
53	9	176,97	0,5	0,033	
54	8	176,47	15	0,033	
55	7	161,47	15	0,033	
56	6	146,47	15	0,033	
57	5	131,47	15	0,033	
58	4	116,47	15	0,033	
59	3	101,47	10	0,033	
60	2	91,47	10	0,033	
61	1	81,47	0,5	0,033	
62	0.99	80,97	5,33	0,033	Ponte de Alvenaria: Montante
63	0.98	75,64	0,5	0,033	Ponte de Alvenaria: Jusante
64	0.97	75,14	11,55	0,033	Secção imediatamente a jusante da ponte de alvenaria

Tabela 5.4 (Cont.) - Dados do Cenário XI

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
65	0.96	63,59	0,5	0,033	Montante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
66	0.95	63,09	9,03	0,033	Jusante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
67	0.94	54,06	0,5	0,033	Imediatamente a montante da ponte sob IC19
68	0.93	53,56	13,39	0,033	Ponte sob IC19: Montante
69	0.9275*	40,17	13,39	0,033	Secções no interior da Ponte sob IC19
70	0.925*	26,78	13,39	0,033	
71	0.9225*	13,39	13,39	0,033	
72	0.92	0	0	0,033	Ponte do IC19: Jusante
		Comprimento total do trecho (m)	<b>666,81</b>		

Apresenta-se, na Figura 5.23, o caudal em função do tempo para as secções 3 e 72. A secção 3 corresponde a uma eventual bacia de retenção. A secção 72 corresponde à secção extrema de jusante do Canal de Queluz.

Anota-se um amortecimento da onda de cheia, ligeiro dada a extensão relativamente pequena do Canal de Queluz, o trecho em análise.

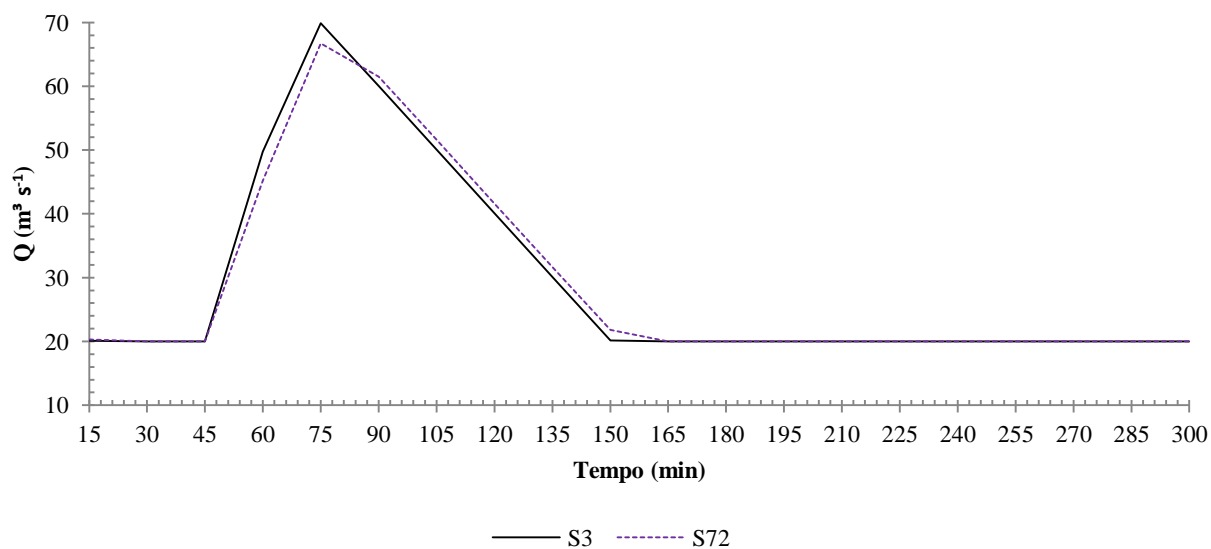


Figura 5.23 - Caudal em função do tempo: Secção 3 e 72 (Cenário XI)

A Figura 5.24 apresenta o regolfo do trecho em estudo para esta simulação. Na Tabela II.11 (Anexo II) apresenta-se um resumo dos valores de cálculo.

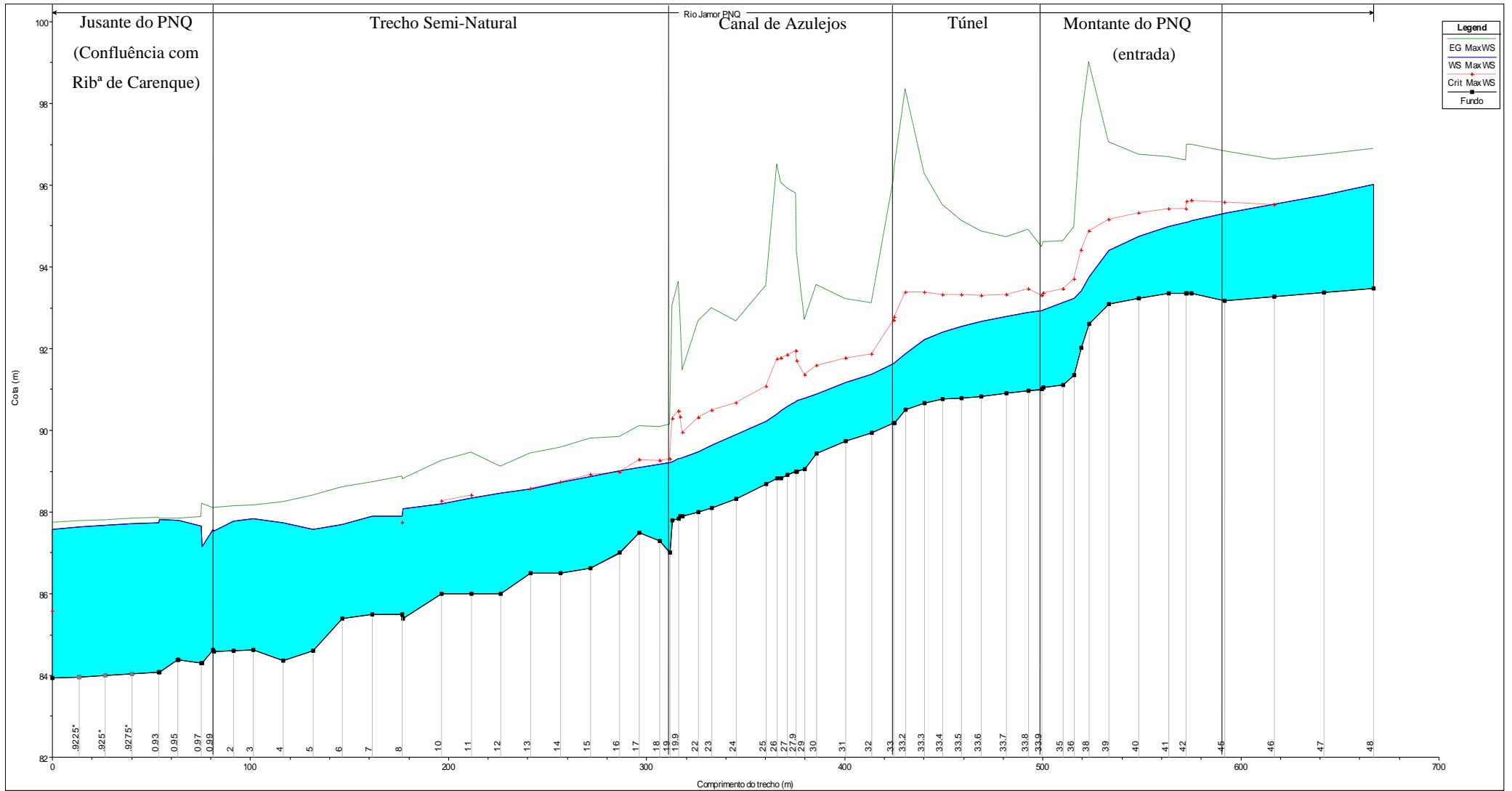


Figura 5.24 - Regolho do trecho em estudo: Cenário XI

## 5.2.12. Cenário XII

Esta simulação, modela a influência da colocação de uma bacia de retenção, a montante do Canal de Queluz.

Consideraram-se os seguintes dados:

- Geometria: Vide Tabela 5.6;
- Escoamento variável;
- CF de jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Hidrograma de cheia (Tabela 5.5):

**Tabela 5.5** - Hidrograma de cheia: 12ª simulação

Tempo (min)	<0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	>135
Q (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	20	20	20	50	70	60	50	40	30	20	20

- 4 secções virtuais a montante que facilitam a implantação desta bacia, em termos numéricos;
- Cota inicial da superfície da água na secção 3 dada pelo cenário antecedente.

**Tabela 5.6** - Dados do Cenário XII

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
1	49	666,81	25	0,025	Secção Fictícia
2	48	641,81	25	0,025	Secção Fictícia
3	47	616,81	0	0,025	Secção Fictícia (Imediatamente a montante da bacia)
BACIA		-	-	-	-
4	46	616,81	25	0,025	Secção Fictícia (Imediatamente a jusante da bacia)
5	45	591,81	16,57	0,025	Secção de montante
6	44	575,24	2,35	0,025	Canal com quedas
7	43	572,89	0,5	0,025	
8	42	572,39	8,94	0,025	
9	41	563,45	15	0,025	
10	40	548,45	15	0,025	
11	39	533,45	10	0,025	
12	38	523,45	3,85	0,026	
13	37	519,6	3,85	0,027	
14	36	515,75	5,6	0,028	
15	35	510,15	10	0,029	

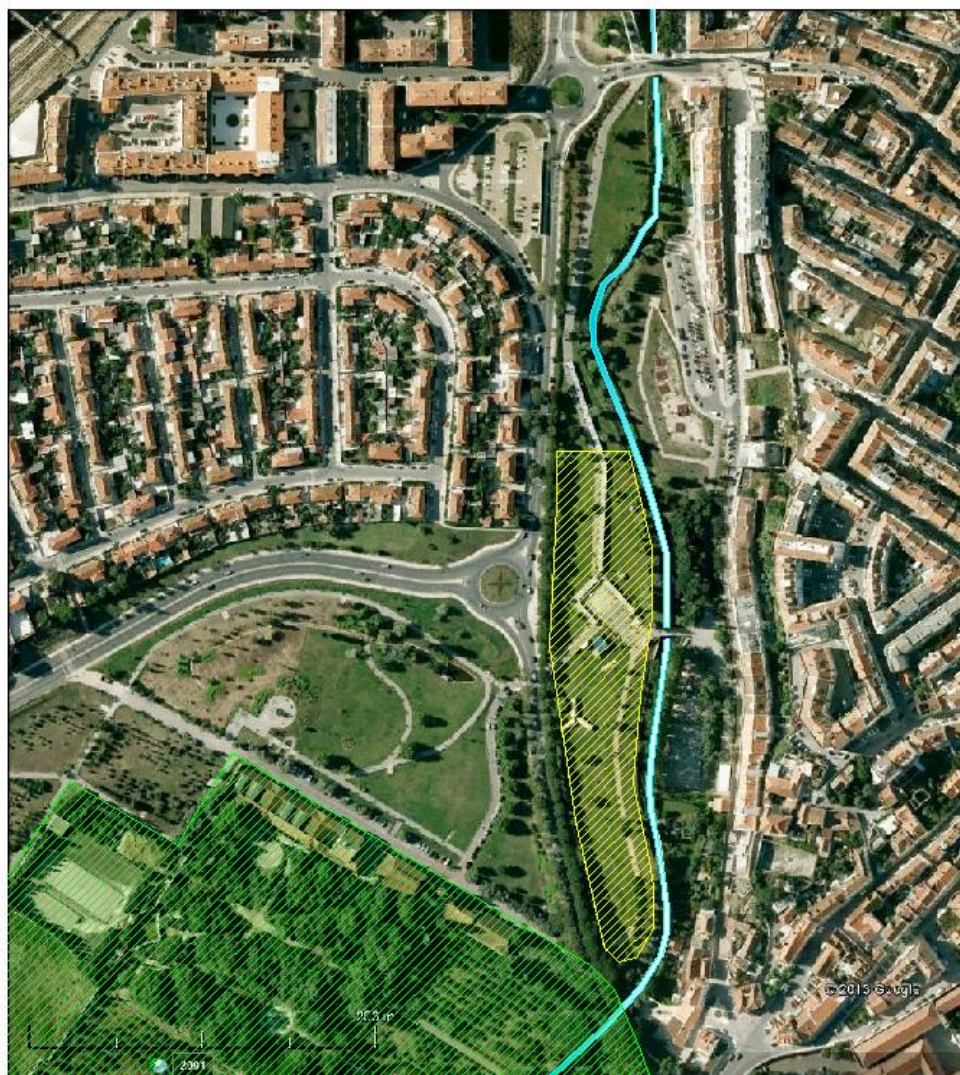
Tabela 5.6 (Cont.) - Dados do Cenário XII




Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
16	34	500,15	0,5	0,030	Secção imediatamente a montante do túnel
17	33.9	499,65	6,84	0,017	Túnel - Montante
18	33.8	492,81	11,12	0,017	Interior do túnel
19	33.7	481,69	12,61	0,017	
20	33.6	469,08	10,11	0,017	
21	33.5	458,97	9,69	0,017	
22	33.4	449,28	8,86	0,017	
23	33.3	440,42	9,7	0,017	
24	33.2	430,72	5,58	0,017	
25	33.1	425,14	0,5	0,017	
26	33	424,64	11	0,017	Secção imediatamente a jusante do túnel
27	32	413,64	13	0,017	Canal de Azulejos
28	31	400,64	15	0,017	
29	30	385,64	6	0,017	
30	29	379,64	3,7	0,017	
31	28	375,94	0,5	0,017	
32	27.9	375,44	4,43	0,017	
33	27	371,01	3,05	0,017	Ponte de Azulejos
34	26.1	367,96	1,95	0,017	Canal de Azulejos
35	26	366,01	5,7	0,017	
36	25	360,31	15	0,017	
37	24	345,31	12,5	0,017	
38	23	332,81	6,5	0,017	
39	22	326,31	8	0,017	
40	21	318,31	1,51	0,017	
41	20	316,8	0,76	0,017	
42	19.9	316,04	3,11	0,017	Comporta: Montante
43	19.8	312,93	0,96	0,017	Comporta: Jusante
44	19	311,97	5,5	0,021	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
45	18	306,47	10	0,025	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
46	17	296,47	10	0,029	
47	16	286,47	15	0,033	
48	15	271,47	15	0,033	
49	14	256,47	15	0,033	
50	13	241,47	15	0,033	
51	12	226,47	15	0,033	
52	11	211,47	15	0,033	
53	10	196,47	19,5	0,033	
54	9	176,97	0,5	0,033	
55	8	176,47	15	0,033	
56	7	161,47	15	0,033	
57	6	146,47	15	0,033	
58	5	131,47	15	0,033	
59	4	116,47	15	0,033	
60	3	101,47	10	0,033	
61	2	91,47	10	0,033	

Tabela 5.6 (Cont.) - Dados do Cenário XII

Secção	ID (HEC-RAS)	Distância à secção de jusante (m)	Distância à secção imediatamente a jusante (m)	Coefficiente de rugosidade n	Trechos Notáveis
62	1	81,47	0,5	0,033	Secção de jusante - Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
63	0.99	80,97	5,33	0,033	Ponte de Alvenaria: Montante
64	0.98	75,64	0,5	0,033	Ponte de Alvenaria: Jusante
65	0.97	75,14	11,55	0,033	Secção imediatamente a jusante da ponte de alvenaria
66	0.96	63,59	0,5	0,033	Montante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
67	0.95	63,09	9,03	0,033	Jusante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
68	0.94	54,06	0,5	0,033	Imediatamente a montante da ponte sob IC19
69	0.93	53,56	13,39	0,033	Ponte sob IC19: Montante
70	0.9275*	40,17	13,39	0,033	Secções no interior da Ponte sob IC19
71	0.925*	26,78	13,39	0,033	
72	0.9225*	13,39	13,39	0,033	
73	0.92	0	0	0,033	Ponte do IC19: Jusante
		Comprimento total do trecho (m)	<b>666,81</b>		

Admitiu-se inicialmente uma área de 10 ha para bacia de retenção. A dimensão desta área corresponde ao chamado "Jardim dos Candeeiros" e encontra-se localizada na Figura 5.25.

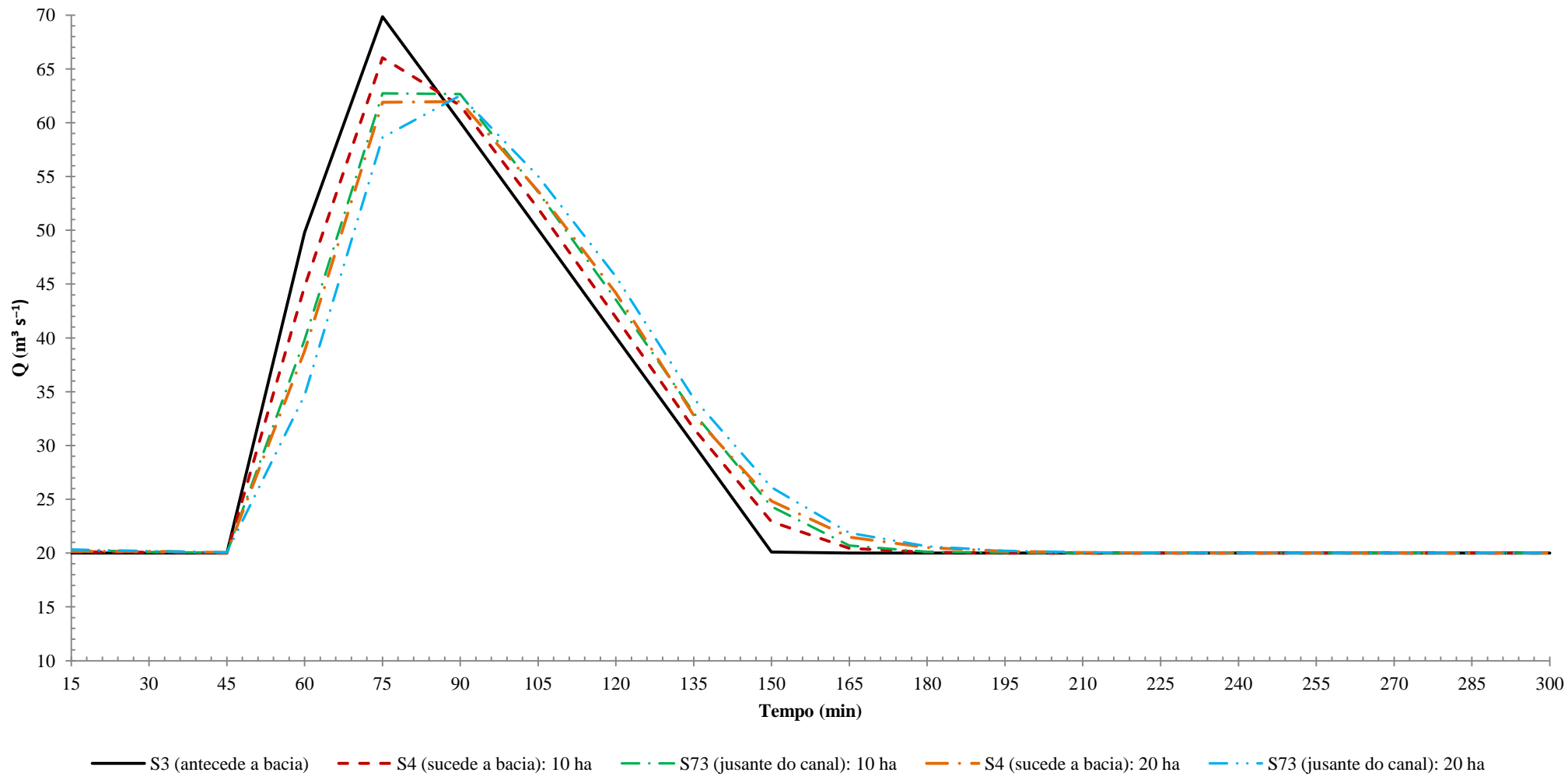


-  Área considerada para bacia de retenção
-  Palácio Nacional de Queluz
-  Rio Jamor

**Figura 5.25** - Área indicada para bacia de retenção

Modelou-se ainda o escoamento para uma bacia de retenção de 20 ha, uma dimensão dupla da anterior, com vista a medir a sensibilidade do escoamento ao tamanho desta bacia. De notar que, embora a modelação respeite uma só bacia, as conclusões permanecem válidas como se tivessem sido consideradas várias bacias, interligadas ou não.

Na Figura 5.26 apresenta-se o caudal em função do tempo, no trecho do PNQ, para áreas de 10 e 20 ha nas secções 3, 4 e 73, que correspondem, respectivamente, às secções imediatamente a montante e jusante da bacia e à secção de jusante do Canal de Queluz.



**Figura 5.26** - Caudal em função do tempo: Comparação entre 10 e 20 ha de área de bacia de retenção

Na Tabela 5.7 apresenta-se os valores do caudal em função do tempo, de acordo com a Figura anterior.

**Tabela 5.7** - Caudal em função do tempo: Cenário XII

Tempo (min)	S3		S4		S73	
	10 ha	20 ha	10 ha	20 ha	10 ha	20 ha
15	20,00	20,00	20,13	20,17	20,30	20,32
30	20,00	20,00	20,07	20,16	20,10	20,19
45	20,00	20,00	20,01	20,06	20,02	20,07
60	49,80	49,80	44,78	38,78	39,83	34,67
75	69,86	69,86	66,03	61,90	62,74	58,63
90	60,05	60,05	61,60	61,96	62,66	62,53
105	50,07	50,07	52,02	53,63	53,55	55,02
120	40,08	40,08	41,91	44,17	43,56	45,71
135	30,08	30,08	31,58	32,80	33,04	34,38
150	20,10	20,10	22,93	24,84	24,32	26,11
165	20,01	20,01	20,45	21,49	20,71	21,87
180	20,00	20,00	20,07	20,51	20,11	20,63
195	20,00	20,00	20,01	20,17	20,02	20,21
210	20,00	20,00	20,00	20,06	20,00	20,08
225	20,00	20,00	20,00	20,02	20,00	20,03
240	20,00	20,00	20,00	20,01	20,00	20,01
255	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
270	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
285	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
300	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00

### 5.2.13. Cenário XIII

O coeficiente de rugosidade (n), joga um papel relevante no cálculo da capacidade de escoamento em canais, sendo útil proceder a uma análise de sensibilidade a este parâmetro.

Neste caso, a análise de sensibilidade foi modelada em regime permanente e teve por base os dados considerados no Cenário III. São eles:

- Geometria: Hipótese b) (vide Tabela 5.2 e Folhas 1-A a 1-C)
- Escoamento permanente;
- CF de jusante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,0028 m/m;
- CF de montante: Regime uniforme, com inclinação do leito de 0,002 m/m;
- Caudal de 22,25 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup> (Cenário II).

Foi efectuada uma só simulação, representada na Tabela 5.8, admitindo uma canalização do trecho a jusante das antigas comportas, hoje semi-natural, e consequente diminuição do parâmetro n.

Tabela 5.8 - Análise de sensibilidade ao coeficiente de Manning (n)

Secção	ID (HEC-RAS)	Coefficiente de rugosidade n (Cenário III)	Coefficiente de rugosidade n (Cenário XIII)	Trechos Notáveis
1	45	0,025	0,025	Secção de montante
2	44	0,025	0,025	Canal com quedas
3	43	0,025	0,025	
4	42	0,025	0,025	
5	41	0,025	0,025	
6	40	0,025	0,025	
7	39	0,025	0,025	
8	38	0,026	0,026	
9	37	0,027	0,027	
10	36	0,028	0,028	
11	35	0,029	0,029	
12	34	0,030	0,030	
13	33.9	0,017	0,017	Túnel - Montante
14	33.8	0,017	0,017	Interior do túnel
15	33.7	0,017	0,017	
16	33.6	0,017	0,017	
17	33.5	0,017	0,017	
18	33.4	0,017	0,017	
19	33.3	0,017	0,017	
20	33.2	0,017	0,017	
21	33.1	0,017	0,017	
22	33	0,017	0,017	Secção imediatamente a jusante do túnel
23	32	0,017	0,017	Canal de Azulejos
24	31	0,017	0,017	
25	30	0,017	0,017	
26	29	0,017	0,017	
27	28	0,017	0,017	
28	27.9	0,017	0,017	
29	27	0,017	0,017	Ponte de Azulejos
30	26.1	0,017	0,017	Canal de Azulejos
31	26	0,017	0,017	
32	25	0,017	0,017	
33	24	0,017	0,017	
34	23	0,017	0,017	
35	22	0,017	0,017	
36	21	0,017	0,017	
37	20	0,017	0,017	
38	19.9	0,017	0,017	Comporta: Montante
39	19.8	0,017	0,017	Comporta: Jusante
40	19	0,021	<b>0,017</b>	Confluência com Rib <sup>a</sup> das Forçadas
41	18	0,025	<b>0,017</b>	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
42	17	0,029	<b>0,017</b>	
43	16	0,033	<b>0,017</b>	
44	15	0,033	<b>0,017</b>	
45	14	0,033	<b>0,017</b>	

**Tabela 5.8 (Cont.)** - Análise de sensibilidade ao coeficiente de Manning (n)

Secção	ID (HEC-RAS)	Coefficiente de rugosidade n (Cenário III)	Coefficiente de rugosidade n (Cenário XIII)	Trechos Notáveis
46	13	0,033	<b>0,017</b>	Trecho semi-natural a jusante do Canal de Azulejos
47	12	0,033	<b>0,017</b>	
48	11	0,033	<b>0,017</b>	
49	10	0,033	<b>0,017</b>	
50	9	0,033	<b>0,017</b>	
51	8	0,033	<b>0,017</b>	
52	7	0,033	<b>0,017</b>	
53	6	0,033	<b>0,017</b>	
54	5	0,033	<b>0,017</b>	
55	4	0,033	<b>0,017</b>	
56	3	0,033	<b>0,017</b>	
57	2	0,033	<b>0,017</b>	
58	1	0,033	<b>0,017</b>	Secção de jusante - Imediatamente a montante da ponte de alvenaria
59	0.99	0,033	<b>0,017</b>	Ponte de Alvenaria: Montante
60	0.98	0,033	<b>0,017</b>	Ponte de Alvenaria: Jusante
61	0.97	0,033	<b>0,017</b>	Secção imediatamente a jusante da ponte de alvenaria
62	0.96	0,033	<b>0,017</b>	Montante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
63	0.95	0,033	<b>0,017</b>	Jusante da Confluência com Rib <sup>a</sup> de Carenque
64	0.94	0,033	<b>0,017</b>	Imediatamente a montante da ponte sob IC19
65	0.93	0,033	<b>0,017</b>	Ponte sob IC19: Montante
66	0.9275*	0,033	<b>0,017</b>	Secções no interior da Ponte sob IC19
67	0.925*	0,033	<b>0,017</b>	
68	0.9225*	0,033	<b>0,017</b>	
69	0.92	0,033	<b>0,017</b>	Ponte do IC19: Jusante

Apresenta-se, na Figura 5.28, uma comparação entre o Cenário III original e o mesmo com um valor alterado para o parâmetro n.

Os valores confirmam a influência significativa do parâmetro n, associado à rugosidade do leito e margens do canal. A alteração efectuada diz apenas respeito ao trecho semi-natural do Canal de Queluz, entre as antigas comportas do Canal de Azulejos e a confluência com a Ribeira de Carenque. Em consonância com a física, uma diminuição da rugosidade do canal, ou

seja, uma diminuição do valor de  $n$ , conduz, para um mesmo caudal, a uma diminuição da altura da água (Figura 5.27).

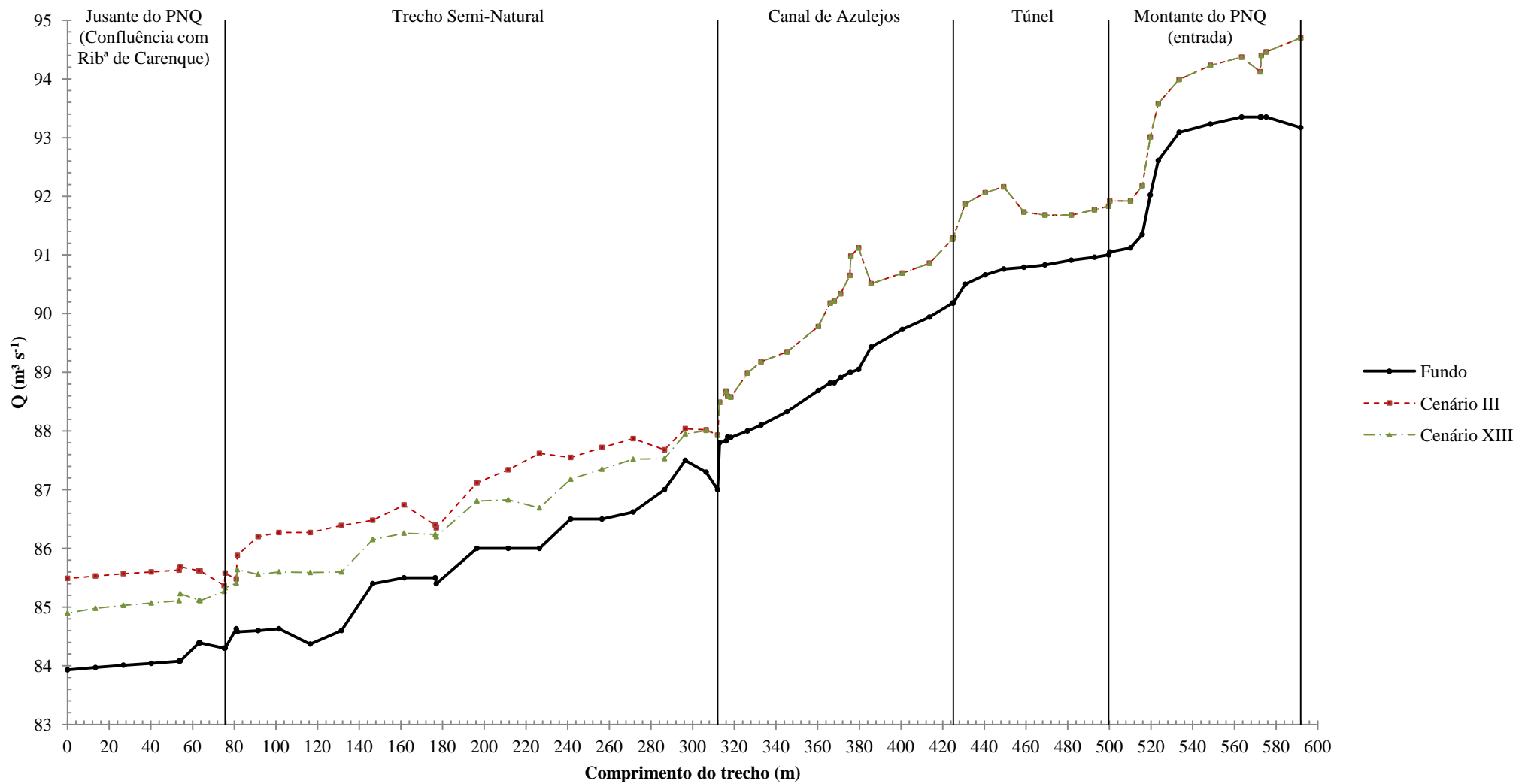


Figura 5.27 - Análise de sensibilidade ao valor do coeficiente de rugosidade (n): Cenário III vs Cenário XIII

## CAPÍTULO 6 - RECOMENDAÇÕES ESPECÍFICAS

A bacia hidrográfica do Rio Jamor, com uma área de 44,5 km<sup>2</sup>, pertence à sub-bacia da Grande Lisboa na Região Hidrográfica do Rio Tejo. A sua linha de água principal, o Rio Jamor, perfaz cerca de 16,2 km de extensão, dos quais aproximadamente 500 m, correspondentes ao chamado *Canal de Queluz*, atravessam os jardins do Palácio Nacional de Queluz (PNQ), sendo que cerca de 110 m correspondem ao chamado *Canal de Azulejos*. O PNQ está sujeito a cheias, com repetidos danos e prejuízos que têm vindo a danificar a estatuária e os jardins, património nacional.

Dentro do perímetro do Palácio, confluem dois afluentes do rio Jamor:

1. a *Ribeira das Forçadas*, com uma extensão total de 2,8 km, 200 m dos quais dentro da área do Palácio, confluindo com o Rio Jamor no trecho final do canal dos azulejos, a jusante das antigas comportas;
2. a *Ribeira de Carenque*, que conflui com o Rio Jamor imediatamente a jusante do muro que limita o perímetro do Palácio, e imediatamente a montante dos pilares intermédios do IC19, que, já por si, constituem uma obstrução ao escoamento.

O *Canal de Queluz* apresenta uma característica incomum, um declive do leito em redor do crítico, que dificulta a modelação numérica, uma vez que o regime crítico traz consigo uma instabilidade inerente, do ponto de vista numérico. O que acontece realmente é uma sucessão de regimes rápidos e lentos e sequentes ressaltos hidráulicos ou quedas de água.

A criação de um espelho de água, através da imposição de comportas do tipo açude, tal como foram concebidas e realizadas no plano original do Canal, resolve por si o problema atrás referido ao longo do *Canal de Azulejos*. Neste caso, recomenda-se um caudal máximo de 0,1 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>, caudal suficiente para assegurar condições de limpeza à superfície livre do canal. Este caudal poderá aumentar para 0,5 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup> se se entrar em linha de conta com as três janelas já existentes na parede direita do Canal de Azulejos, que, aliás, foram concebidas e realizadas para este mesmo efeito (cf. p.105).

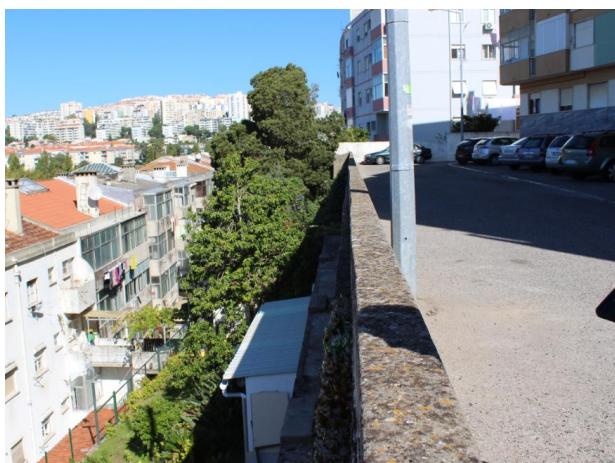
A recriação deste espelho de água trará consigo questões estruturais associadas à instabilidade do leito e paredes laterais do canal, cuja análise ultrapassa o âmbito desta Dissertação.

Outra questão interessante respeita uma eventual reconstituição, parcial que seja, de percursos de água, enterrados (em condutas ou minas, e.g., Figura 6.1) e a céu aberto (em aqueduto ou canais, e.g., Figura 6.2) e de um reservatório superior significativo, menosprezados ao longo do processo de urbanização da cidade de Queluz. Curiosamente, ainda hoje, no

extremo norte do Canal de Queluz, corre um caudal permanente proveniente de uma conduta que resta do sistema hidráulico original (Figura 6.3).



**Figura 6.1** - Vestígio de antiga mina na cidade de Queluz, que abastecia o PNQ (07/10/2013) (na foto: Sr. José Ramos, natural e morador vizinho do PNQ)



**Figura 6.2** - Percurso de água a céu aberto, que abastecia o PNQ, integrado hoje na cidade de Queluz (07/10/2013)



**Figura 6.3** - Caudal proveniente de conduta que resta do sistema hidráulico original de abastecimento ao PNQ, na secção extrema norte do Canal de Queluz (07/10/2013)

Os problemas causados pelo escoamento ao longo do *Canal de Queluz* foram identificados e diagnosticados praticamente desde a sua origem, no século XVIII. No estudo que precede esta Dissertação (Pires, 2013), procedeu-se a uma caracterização física da bacia hidrográfica, permitindo caracterizar o comportamento hidrológico da mesma. A informação que consta no Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH) constituiu um apoio fundamental nesta caracterização, no que diz respeito ao clima: temperatura, precipitação, humidade, evapotranspiração e vento. De notar que o SNIRH suspendeu a publicação dos dados meteorológicos a partir do ano hidrológico 2012/2013 e, por falta de condições técnicas e financeiras, desde Março de 2010 que não há manutenção das estações de monitorização hidro-meteorológicas, comprometendo a qualidade dos dados.

Escasseando pois os dados meteorológicos relativos ao rio Jamor, relevantes em termos de avaliação e monitorização dos escoamentos que ocorrem nesta bacia hidrográfica, sendo relativamente caro instalar e manter uma estação hidrométrica, dada a inexistência de quedas de água adequadas ou outras secções notáveis, propõe-se a instalação de uma estação pluviométrica que recolha dados significativos da precipitação referentes a esta bacia, ou sub-bacias, um investimento baixo facilmente justificável.

O desenvolvimento da urbanização nos terrenos da bacia hidrográfica do Rio Jamor, a montante do PNQ, tornou esses terrenos mais impermeáveis, determinando um aumento significativo do escoamento superficial que atinge o PNQ e conseqüente aumento dos picos de cheia.

Os efeitos negativos desta tendência podem minorar-se maximizando, na medida do possível, a capacidade de infiltração dos solos, face à precipitação, e instalando uma ou mais bacias de retenção, que contribuam para o amortecimento dos picos de cheia.

Os espaços limítrofes do PNQ, a norte, em ambas as margens, são insuficientes para o efeito, pelo que tais bacias de retenção deveriam localizar-se a montante do PNQ. De notar que estas bacias de retenção podem ou não ser interligadas entre si consoante a geografia e outras condicionantes locais.

Uma terceira medida significativa, de menor alcance potencial mas de igual relevo, corresponde a uma manutenção cuidada feita por técnicos qualificados, do leito e margens do curso de água do Jamor, a montante do PNQ, incluindo o chamado leito maior, aquele que é ocupado apenas em ocasiões de cheia.

A este propósito, poder-se-ia instalar um gradeamento de protecção ao PNQ no túnel sob a Av. Eng. Duarte Pacheco, que evitasse a entrada no Canal de Queluz de troncos de árvore, colchões, rochas, blocos, calhaus e outros detritos de dimensão significativa.

Quanto à actual capacidade de vazão do Canal de Queluz, ela pode estimar-se em  $27 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , a que corresponde, segundo a Fórmula Racional, um período de retorno entre 7 e 8 anos. Esta limitação deve-se ao constrangimento causado pela secção correspondente à ponte de alvenaria e ao trecho em túnel.

O afluente mais crítico é a Ribeira de Carenque, cujo caudal máximo admissível para as mesmas condições é de  $10,75 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Não se modelou a capacidade de vazão para a secção da ponte sob o IC19 dado o facto de, antes de atingir a capacidade desta, já o aumento do nível de água para montante atinge o limite imposto pelo estrangulamento associado à ponte de alvenaria.

## REFERÊNCIAS

Afonso S. L. e Delaforce A. (1989). *Palácio de Queluz – Jardins*. Lisboa: IPPAR e Quetzal Editores.

Amaral, I. (1968). As inundações de 25/26 de Novembro de 1967 na Região de Lisboa. *FINISTERRA*, III, 5.

Brandão, C., Rodrigues, R. (2001). Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal continental. DSRH, INAG, Lisboa.

Caldeira Ribeiro, G. (2013). Levantamento topográfico do Canal de Queluz, Palácio Nacional de Queluz, Lisboa.

Conde, R.A. (2007). Análises de sensibilidade em numeração numérica de escoamentos em leito móvel com HEC-RAS. Aplicação ao Rio Mondego. Tese de mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Portugal.

Correia, F. N. (1983). Métodos de Análise e Determinação de Caudais de Cheia. Tese apresentada a concurso para Investigador Auxiliar. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Costa, P. C. (1986). As cheias rápidas de 1967 e 1983 na Região de Lisboa. *Estudos em homenagem a Mariano Feio*, Lisboa: 601-616.

Decreto Regulamentar n.º 23/95, de 23 de Agosto. Diário da República n.º 194/95 - I Série B. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações.

Fragoso, M., Trigo, R. M., Valente, M. A. (2010). The exceptional rainfall event in Lisbon on 18 February 2008. *WEATHER*, 65, 2: 31-35.

Goodell, C. (2010). *Steady vs Unsteady Flow*. (Consultado a 10 de Outubro de 2013)  
Disponível em: <http://hecrasmodel.blogspot.pt/2010/01/steady-versus-unsteady-flow.html>.

Henderson, F. M. (2006). *Open Channel Flow*. London: MacMillan.

Hipólito, J.R. e Vaz, A.C. (2011). *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa: Coleção Ensino da Ciência e da Tecnologia, IST Press, Instituto Superior Técnico.

HP (Hidrotécnica Portuguesa). (1995). Regularização do Rio Jamor e da Ribeira da Falagueira. Estudo Prévio. Vol. 1. Instituto da Água.

IPMA. (2013). Boletim Climatológico Mensal de Portugal Continental - Março de 2013.

Leal, M. H. (2011). As cheias rápidas em bacias hidrográficas da AML Norte: Factores condicionantes e desencadeantes. Tese de mestrado em Geografia Física e Ordenamento do Território, Universidade de Lisboa, Portugal.

Machado T. F. e Alves M.H. (2000). Reabilitação de um rio numa área urbana, o caso do Rio Jamor. In H.J. Nijlan & M.J.R. Cals (Eds), *Rehabilitation of a river in an urban area, the Jamor river case*. Netherlands: Lelystad - Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment/RIZA. Proceedings of the Conference on River Restoration, Wageningen, 2000, pp. 277-280.

Oliveira, R. P. de. (2010). “Dinâmica de Bacias Hidrográficas e Aquíferos - Análise de Cheias”, Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa. 71 pp.

Oliveira, R. P. (2009). Cheias urbanas. Planeamento e gestão de cheias ao nível municipal. Conselho de Região Hidrográfica do Tejo, Golegã.

Oliveira, R., Ribeiro, L., Mendes, M.P., Nascimento, J. (2009). *Alterações Climáticas no Município de Sintra - Recursos Hídricos*. Projecto SIAM-Sintra, Câmara Municipal de Sintra.

Pereira, D., Luckhurst, G. e Oliveira, N. (2005). A bacia hidrográfica e o canal de Queluz. Texto inédito, Parques de Sintra - Monte da Lua.

Pereira, M., Ventura, J.E. (2004). As áreas inundáveis em meio urbano. A abordagem dos instrumentos de planeamento territorial. Comunicação apresentada no 7º Congresso da Água da Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos.

Pires, A. G., 2013. Estudo de protecção do canal de Queluz a cheias no Rio Jamor. Monografia de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade Católica Portuguesa, Portugal.

Quintela, A. C. (1996). *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Associação de Estudantes do Instituto Superior Técnico. Secção de Folhas, Lisboa, Portugal.

Ramos, C. e Reis, E. (2001). As cheias no Sul de Portugal em diferentes tipos de bacias hidrográficas. *FINISTERRA*, XXXVI, 71: 61-82.

Rocha, J. S., Fernandes, J. N. (2006). Análise da Hidráulica do Canal de Azulejos do Palácio de Queluz. Relatório N° 605/1/16371, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

Rodrigues, J. D. e Charola, E. (2012). *The gardens of the National Palace of Queluz: Conservation Intervention*. Portugal: Associação World Monuments Fund.

Roxo, M. J. e Ventura, J.E. (1986). As inundações catastróficas de Novembro de 1983 na Região de Lisboa. *Estudos em homenagem a Mariano Feio*, Lisboa: 391-405.

Saraiva, M.G. (1999). *Defesa contra cheias e ocupação urbana. Aspectos institucionais e inserção no ordenamento do território*. Ciclo de Conferências sobre Construção clandestina e gestão de recursos hídricos, Lisboa: APRH.

Silva, R. C. V., Mascarenhas, F. C. B.; Miguez, M. G. (2007). *Hidráulica Fluvial* (2ª Edição). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

Sousa, M.M. (2010). Comparação entre ferramentas de modelagem unidimensional equasi-bidimensional, permanente e não-permanente, emplanejamento e projetos de engenharia hidráulica. Tese de mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil.

Tetraplano - Engenharia, Lda. (s.d.) Levantamento Topográfico do Palácio Nacional de Queluz, Lisboa.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2010) – “*HEC-RAS – River Analyses System. Reference Manual*”, January.

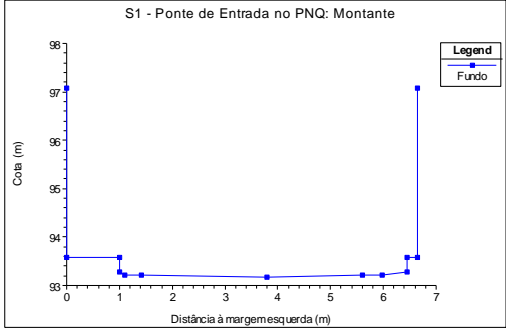

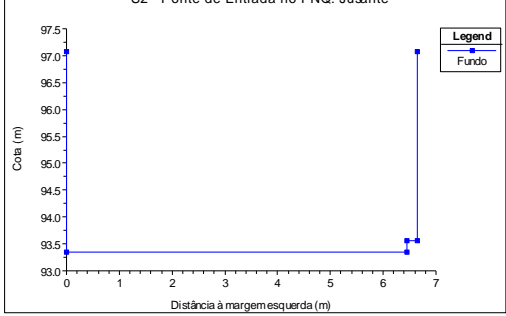

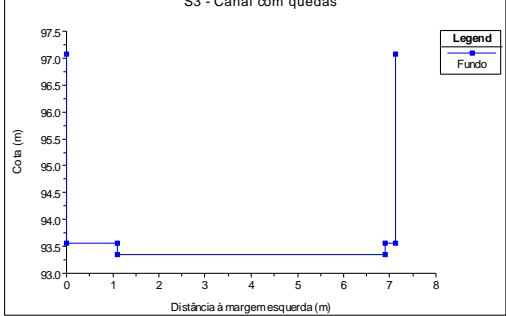

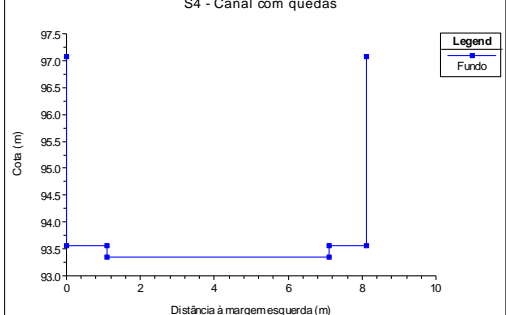

U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2010) *HEC-RAS – River Analyses System. Manual*, January.

U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2010). *HEC-RAS – River Analyses System. Application guide*”, January.

# ANEXOS

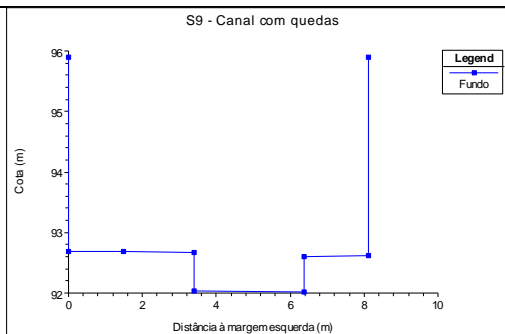
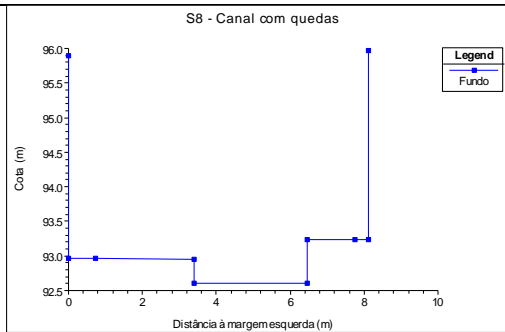
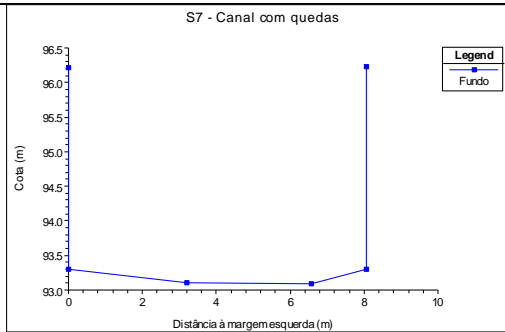
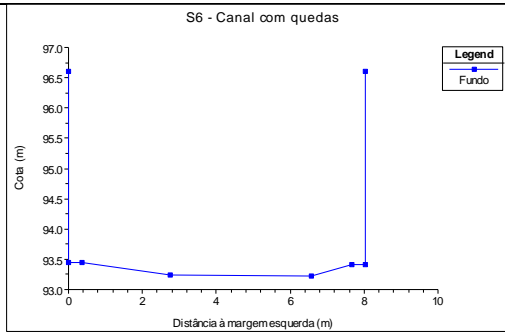
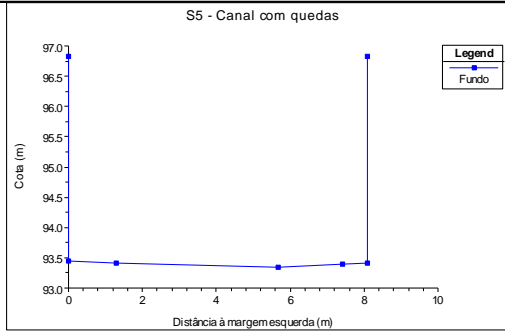
## I – Secções Transversais de Cálculo

### I.1. Hipótese a)

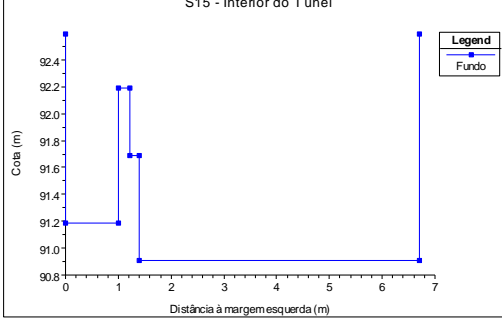

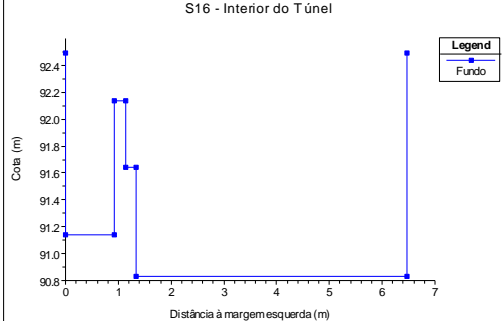
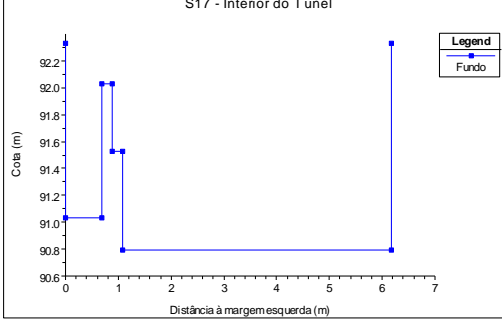

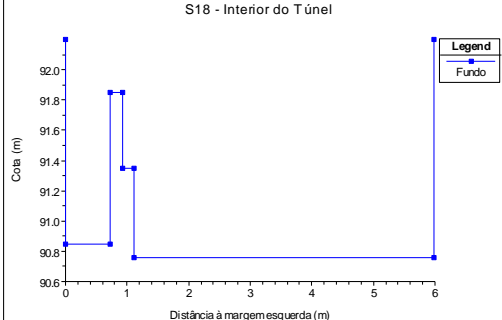
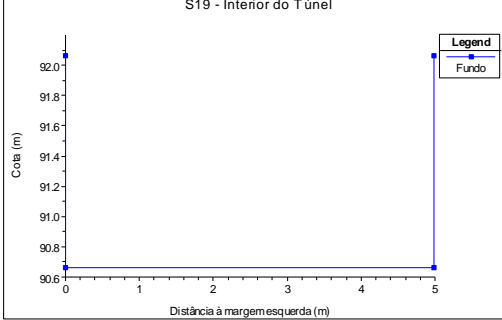
Secções Transversais de Cálculo	Fotografia																						
<p>S1 - Ponte de Entrada no PNQ: Montante</p>  <p>Legend: Fundo</p> <table border="1"><caption>Data for S1 - Ponte de Entrada no PNQ: Montante</caption><thead><tr><th>Distância à margem esquerda (m)</th><th>Cota (m)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>97.0</td></tr><tr><td>1</td><td>93.5</td></tr><tr><td>2</td><td>93.5</td></tr><tr><td>3</td><td>93.5</td></tr><tr><td>4</td><td>93.5</td></tr><tr><td>5</td><td>93.5</td></tr><tr><td>6</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>97.0</td></tr></tbody></table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	97.0	1	93.5	2	93.5	3	93.5	4	93.5	5	93.5	6	93.5	7	93.5	7	97.0			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																						
0	97.0																						
1	93.5																						
2	93.5																						
3	93.5																						
4	93.5																						
5	93.5																						
6	93.5																						
7	93.5																						
7	97.0																						
<p>S2 - Ponte de Entrada no PNQ: Jusante</p>  <p>Legend: Fundo</p> <table border="1"><caption>Data for S2 - Ponte de Entrada no PNQ: Jusante</caption><thead><tr><th>Distância à margem esquerda (m)</th><th>Cota (m)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>97.0</td></tr><tr><td>1</td><td>93.5</td></tr><tr><td>2</td><td>93.5</td></tr><tr><td>3</td><td>93.5</td></tr><tr><td>4</td><td>93.5</td></tr><tr><td>5</td><td>93.5</td></tr><tr><td>6</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>97.0</td></tr></tbody></table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	97.0	1	93.5	2	93.5	3	93.5	4	93.5	5	93.5	6	93.5	7	93.5	7	97.0			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																						
0	97.0																						
1	93.5																						
2	93.5																						
3	93.5																						
4	93.5																						
5	93.5																						
6	93.5																						
7	93.5																						
7	97.0																						
<p>S3 - Canal com quedas</p>  <p>Legend: Fundo</p> <table border="1"><caption>Data for S3 - Canal com quedas</caption><thead><tr><th>Distância à margem esquerda (m)</th><th>Cota (m)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>97.0</td></tr><tr><td>1</td><td>93.5</td></tr><tr><td>2</td><td>93.5</td></tr><tr><td>3</td><td>93.5</td></tr><tr><td>4</td><td>93.5</td></tr><tr><td>5</td><td>93.5</td></tr><tr><td>6</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>97.0</td></tr></tbody></table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	97.0	1	93.5	2	93.5	3	93.5	4	93.5	5	93.5	6	93.5	7	93.5	7	97.0			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																						
0	97.0																						
1	93.5																						
2	93.5																						
3	93.5																						
4	93.5																						
5	93.5																						
6	93.5																						
7	93.5																						
7	97.0																						
<p>S4 - Canal com quedas</p>  <p>Legend: Fundo</p> <table border="1"><caption>Data for S4 - Canal com quedas</caption><thead><tr><th>Distância à margem esquerda (m)</th><th>Cota (m)</th></tr></thead><tbody><tr><td>0</td><td>97.0</td></tr><tr><td>1</td><td>93.5</td></tr><tr><td>2</td><td>93.5</td></tr><tr><td>3</td><td>93.5</td></tr><tr><td>4</td><td>93.5</td></tr><tr><td>5</td><td>93.5</td></tr><tr><td>6</td><td>93.5</td></tr><tr><td>7</td><td>93.5</td></tr><tr><td>8</td><td>93.5</td></tr><tr><td>8</td><td>97.0</td></tr></tbody></table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	97.0	1	93.5	2	93.5	3	93.5	4	93.5	5	93.5	6	93.5	7	93.5	8	93.5	8	97.0	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																						
0	97.0																						
1	93.5																						
2	93.5																						
3	93.5																						
4	93.5																						
5	93.5																						
6	93.5																						
7	93.5																						
8	93.5																						
8	97.0																						

## Seções Transversais de Cálculo

## Fotografia



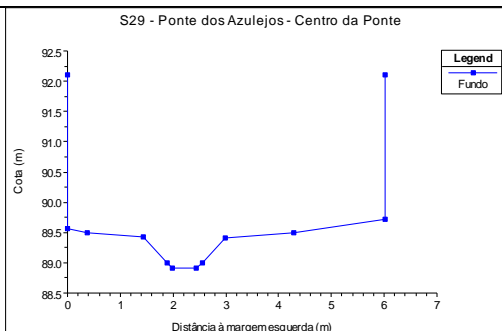
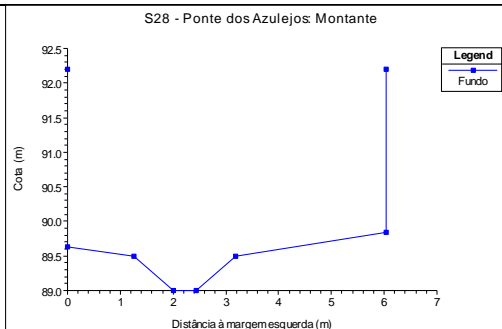
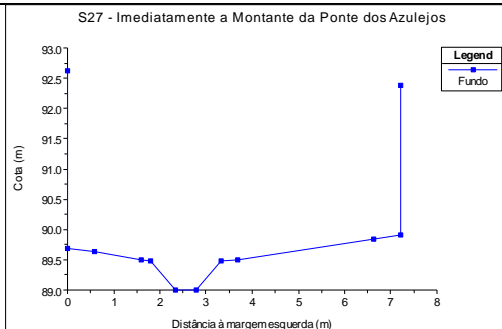
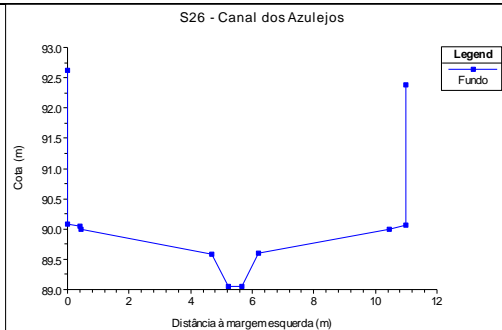
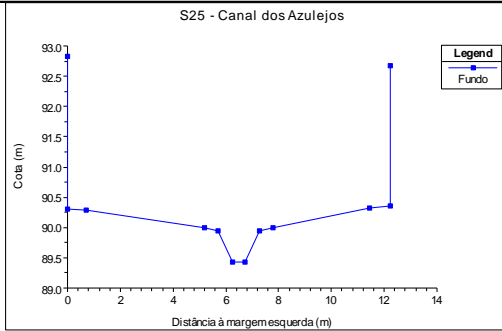
Secções Transversais de Cálculo	Fotografia
<p>S10 - Canal com quedas</p> <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S11 - Canal com quedas</p> <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S12 - Imediatamente a montante do Túnel</p> <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S13 - Túnel: Montante</p> <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S14 - Interior do Túnel</p> <p>Legend: Fundo</p>	

Seções Transversais de Cálculo	Fotografia
<p>S15 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S16 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S17 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S18 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend: Fundo</p>	
<p>S19 - Interior do Túnel</p>  <p>Legend: Fundo</p>	

Seções Transversais de Cálculo	Fotografia										
<p>S20 - Interior do Túnel</p> <table border="1"> <caption>Data for S20 - Interior do Túnel</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.6</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>90.5</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>92.0</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.6	4.5	90.5	4.5	92.0			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)										
0	90.6										
4.5	90.5										
4.5	92.0										
<p>S21 - Túnel - Jusante</p> <table border="1"> <caption>Data for S21 - Túnel - Jusante</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.8</td></tr> <tr><td>3.5</td><td>90.2</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>90.8</td></tr> <tr><td>7.5</td><td>92.2</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.8	3.5	90.2	4.5	90.8	7.5	92.2	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)										
0	90.8										
3.5	90.2										
4.5	90.8										
7.5	92.2										
<p>S22 - Jusante do Túnel</p> <table border="1"> <caption>Data for S22 - Jusante do Túnel</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.8</td></tr> <tr><td>4</td><td>90.2</td></tr> <tr><td>4.5</td><td>90.8</td></tr> <tr><td>7.5</td><td>93.3</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.8	4	90.2	4.5	90.8	7.5	93.3	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)										
0	90.8										
4	90.2										
4.5	90.8										
7.5	93.3										
<p>S23 - Canal dos Azulejos</p> <table border="1"> <caption>Data for S23 - Canal dos Azulejos</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.6</td></tr> <tr><td>8</td><td>90.0</td></tr> <tr><td>9</td><td>90.6</td></tr> <tr><td>14.5</td><td>93.3</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.6	8	90.0	9	90.6	14.5	93.3	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)										
0	90.6										
8	90.0										
9	90.6										
14.5	93.3										
<p>S24 - Canal dos Azulejos</p> <table border="1"> <caption>Data for S24 - Canal dos Azulejos</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>90.5</td></tr> <tr><td>7</td><td>89.8</td></tr> <tr><td>7.5</td><td>90.3</td></tr> <tr><td>13.5</td><td>93.0</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	90.5	7	89.8	7.5	90.3	13.5	93.0	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)										
0	90.5										
7	89.8										
7.5	90.3										
13.5	93.0										

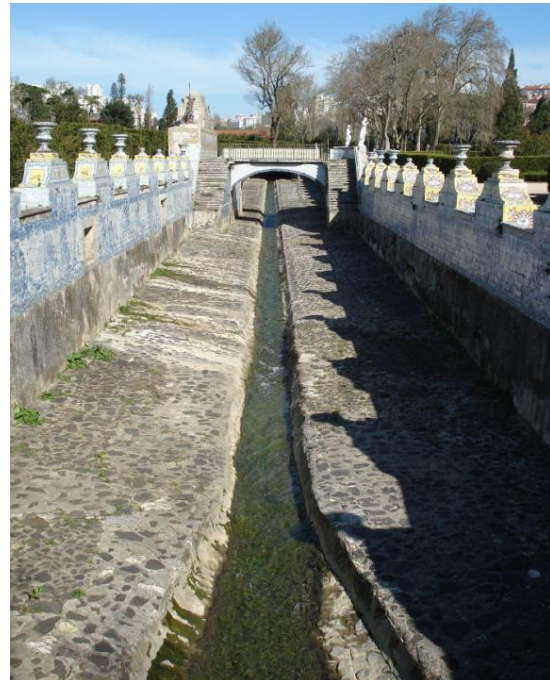
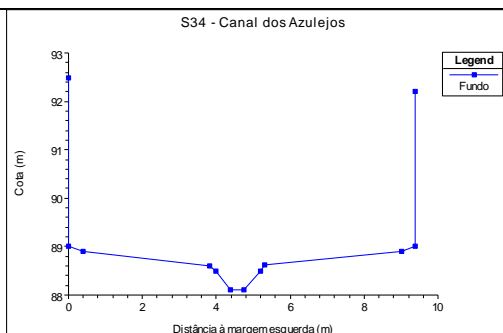
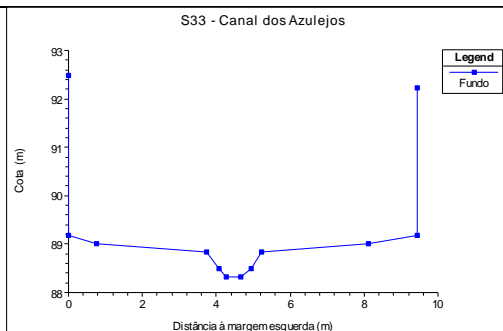
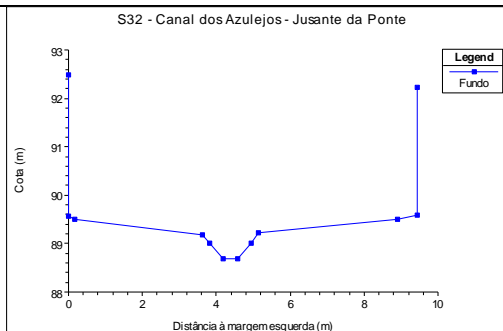
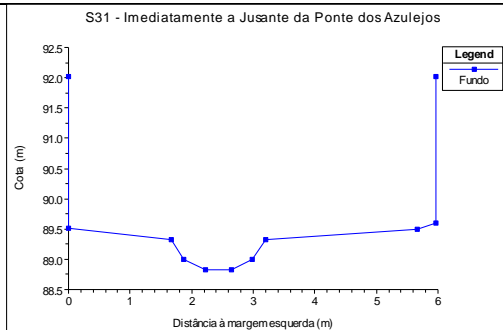
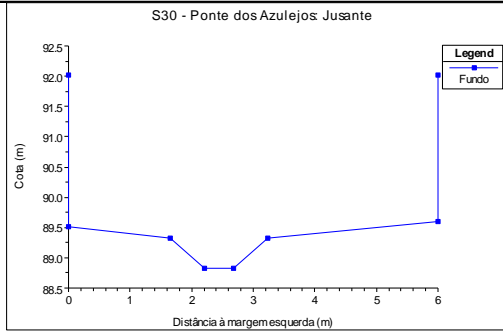
## Secções Transversais de Cálculo

## Fotografia



## Secções Transversais de Cálculo

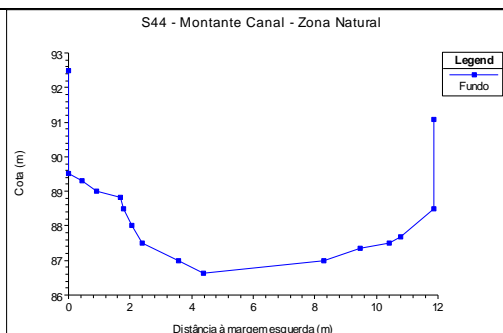
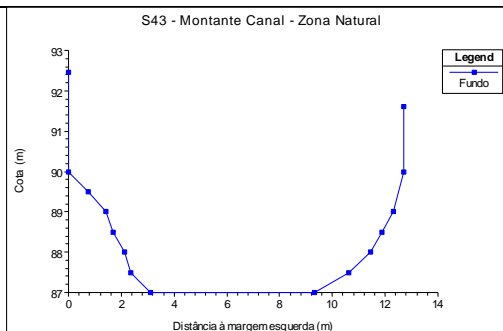
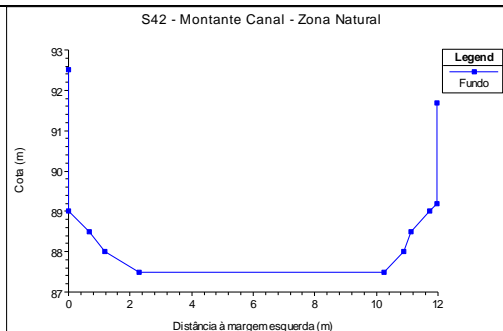
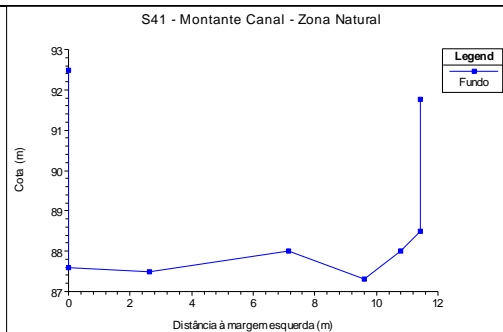
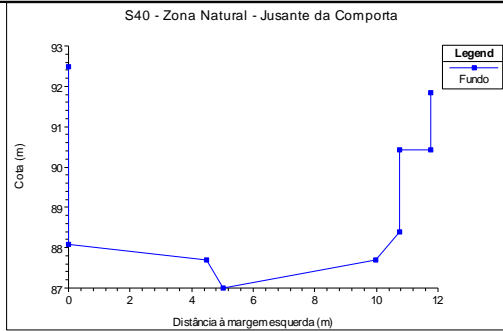
## Fotografia



Secções Transversais de Cálculo	Fotografia
<p>S35 - Canal dos Azulejos</p>	
<p>S36 - Canal dos Azulejos</p>	
<p>S37 - Canal dos Azulejos: Montante da Comporta</p>	
<p>S38 - Antiga Comporta: Montante</p>	
<p>S39 - Antiga Comporta: Jusante</p>	

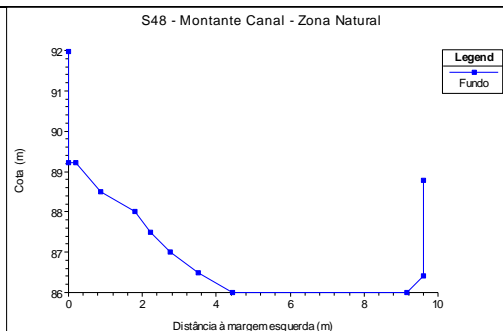
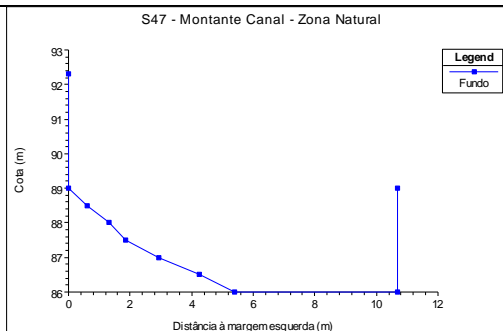
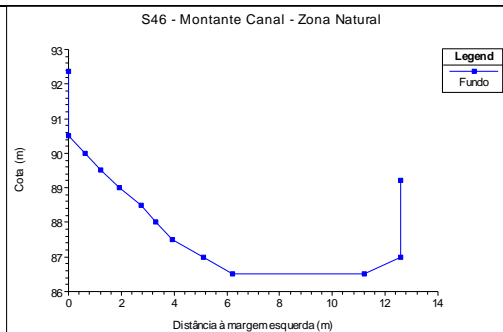
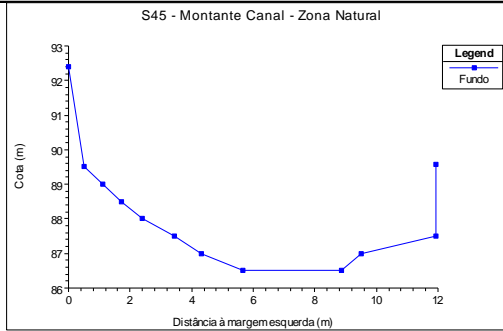
## Secções Transversais de Cálculo

## Fotografia



## Secções Transversais de Cálculo

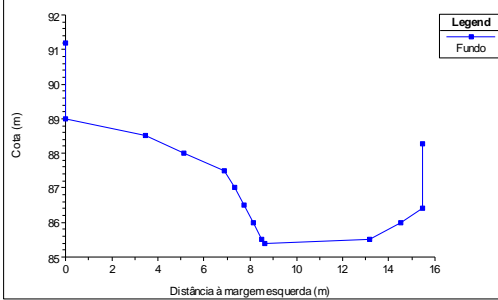
## Fotografia



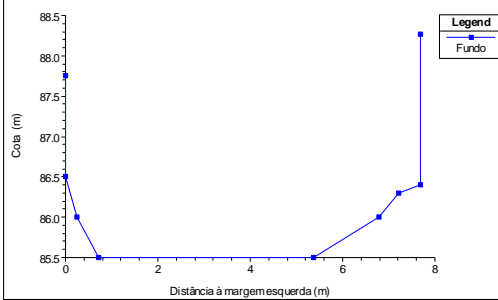
## Secções Transversais de Cálculo

## Fotografia

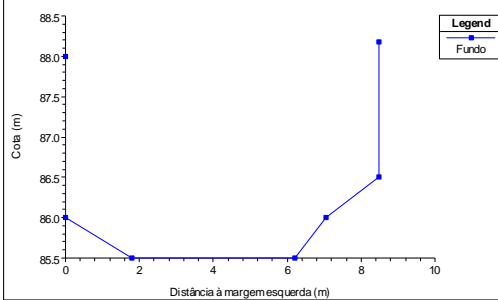
S50 - Montante Canal - Zona Natural (mont. do estreitamento)



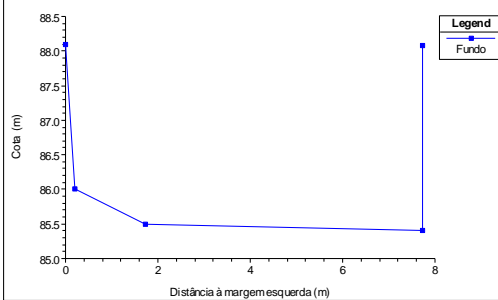
S51 - Montante Canal - Zona Natural (jus. do estreitamento)



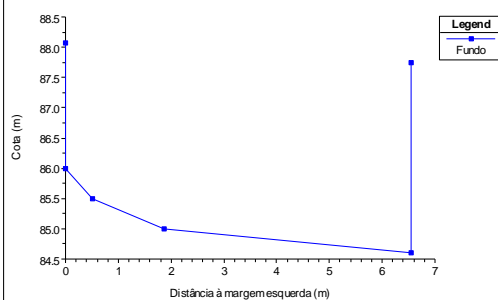
S52 - Montante Canal - Zona Natural



S53 - Montante Canal - Zona Natural

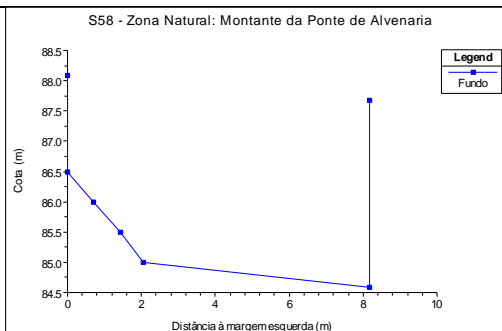
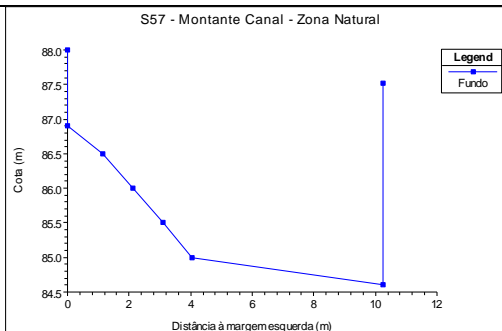
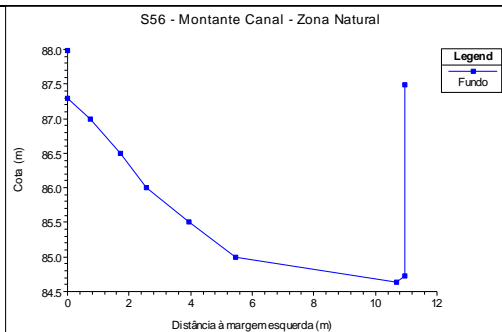
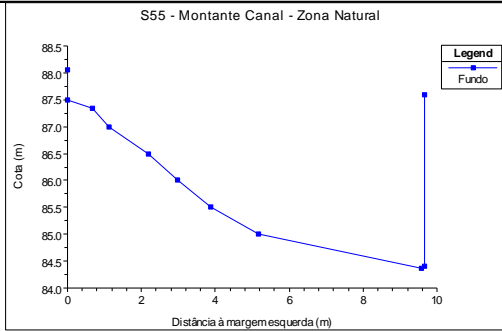


S54 - Montante Canal - Zona Natural



## Secções Transversais de Cálculo

## Fotografia



## I.2. Hipótese b)

Até à secção 58, todas as secções transversais de cálculo são idênticas às da hipótese a), sendo que apenas se continuou o trecho e acrescentou-se secções.

Secções Transversais de Cálculo	Fotografia																		
<p>S59 - Ponte de Alvenaria: Montante</p> <table border="1"> <caption>Data for S59 - Ponte de Alvenaria: Montante</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>85.6</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.7</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.6</td></tr> <tr><td>8</td><td>85.8</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	85.6	2	84.7	4	84.6	8	85.8									
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	85.6																		
2	84.7																		
4	84.6																		
8	85.8																		
<p>S60 - Ponte de Alvenaria: Jusante</p> <table border="1"> <caption>Data for S60 - Ponte de Alvenaria: Jusante</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>1</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>3</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5.5</td><td>84.3</td></tr> <tr><td>6</td><td>86.2</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	1	84.5	2	84.5	3	84.5	4	84.5	5.5	84.3	6	86.2			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.5																		
1	84.5																		
2	84.5																		
3	84.5																		
4	84.5																		
5.5	84.3																		
6	86.2																		
<p>S61 - Imediatamente a jusante da Ponte de Alvenaria</p> <table border="1"> <caption>Data for S61 - Imediatamente a jusante da Ponte de Alvenaria</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>3</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>6</td><td>84.3</td></tr> <tr><td>12</td><td>85.6</td></tr> <tr><td>13</td><td>90.0</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	2	84.5	3	84.5	4	84.5	5	84.5	6	84.3	12	85.6	13	90.0	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.5																		
2	84.5																		
3	84.5																		
4	84.5																		
5	84.5																		
6	84.3																		
12	85.6																		
13	90.0																		
<p>S62 - Montante da Confluência com a Ribª de Carenque</p> <table border="1"> <caption>Data for S62 - Montante da Confluência com a Ribª de Carenque</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>2</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>10</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>15</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>20</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>25</td><td>85.2</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	2	84.5	5	85.0	10	85.0	15	85.0	20	85.0	25	85.2			
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.5																		
2	84.5																		
5	85.0																		
10	85.0																		
15	85.0																		
20	85.0																		
25	85.2																		

Seções Transversais de Cálculo	Fotografia																		
<p>S63 - Jusante da Confluência com a Rib<sup>a</sup> de Carenque</p> <table border="1"> <caption>Data for S63 - Jusante da Confluência com a Rib<sup>a</sup> de Carenque</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>10</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>15</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>20</td><td>85.0</td></tr> <tr><td>25</td><td>85.5</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	5	85.0	10	85.0	15	85.0	20	85.0	25	85.5					
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.5																		
5	85.0																		
10	85.0																		
15	85.0																		
20	85.0																		
25	85.5																		
<p>S64 - Imediatamente a montante da Ponte do IC19</p> <table border="1"> <caption>Data for S64 - Imediatamente a montante da Ponte do IC19</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.5</td></tr> <tr><td>5</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>10</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>15</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>20</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>25</td><td>84.8</td></tr> <tr><td>30</td><td>85.2</td></tr> <tr><td>35</td><td>85.5</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.5	5	84.2	10	84.2	15	84.2	20	84.2	25	84.8	30	85.2	35	85.5	
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.5																		
5	84.2																		
10	84.2																		
15	84.2																		
20	84.2																		
25	84.8																		
30	85.2																		
35	85.5																		
<p>S65 - Ponte do IC19: Montante</p> <table border="1"> <caption>Data for S65 - Ponte do IC19: Montante</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>10</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>14</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>14</td><td>88.2</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.2	4	84.2	10	84.2	14	84.2	14	88.2							
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.2																		
4	84.2																		
10	84.2																		
14	84.2																		
14	88.2																		
<p>S66 - Interior da Ponte do IC19 (interpolado)</p> <table border="1"> <caption>Data for S66 - Interior da Ponte do IC19 (interpolado)</caption> <thead> <tr> <th>Distância à margem esquerda (m)</th> <th>Cota (m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>4</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>10</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>14</td><td>84.2</td></tr> <tr><td>14</td><td>88.2</td></tr> </tbody> </table>	Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)	0	84.2	4	84.2	10	84.2	14	84.2	14	88.2							
Distância à margem esquerda (m)	Cota (m)																		
0	84.2																		
4	84.2																		
10	84.2																		
14	84.2																		
14	88.2																		



## II – Valores de Cálculo das Simulações

Tabela II.1 – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário I

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	24,7	93,17	94,79	94,41	2,65	10,09	6,64	0,67	0,0035
2	44	24,7	93,35	94,53	94,48	3,22	7,81	6,64	0,94	0,0075
3	43	24,7	93,35	94,47	94,47	3,44	7,73	7,13	1,04	0,0082
4	42	24,7	93,35	94,17	94,4	4,3	6,21	8,13	1,52	0,0178
5	41	24,7	93,35	94,3	94,39	3,67	7,34	8,08	1,22	0,0105
6	40	24,7	93,23	94,28	94,29	3,58	7,9	8,04	1,12	0,0084
7	39	24,7	93,09	94,05	94,15	3,91	7,23	8,05	1,27	0,0110
8	38	24,7	92,61	93,63	93,89	4,64	6,06	8,11	1,47	0,0192
9	37	24,7	92,02	93,05	93,44	5,77	5,08	8,11	1,82	0,0334
10	36	24,7	91,35	92,22	92,71	6,86	4,25	8,07	2,35	0,0585
11	35	24,7	91,12	91,97	92,47	6,26	4,23	8,06	2,17	0,0593
12	34	24,7	91,05	91,96	92,37	5,47	4,94	8,12	1,89	0,0365
13	33,9	24,7	91	91,88	92,3	5,58	4,81	8,11	1,94	0,0397
14	33,8	24,7	90,96	91,83	92,24	5,46	4,79	6,38	1,94	0,0323
15	33,7	24,7	90,91	91,73	92,13	5,31	4,9	6,49	1,87	0,0305
16	33,6	24,7	90,83	91,74	92,08	4,95	5,27	6,26	1,65	0,0237
17	33,5	24,7	90,79	91,79	92,09	4,61	5,67	5,97	1,47	0,0184
18	33,4	24,7	90,76	92,29	92,07	3,07	8,76	5,98	0,79	0,0051
19	33,3	24,7	90,66	92,18	92,01	3,27	7,56	4,98	0,85	0,0072
20	33,2	24,7	90,5	91,97	91,97	3,75	6,59	4,66	1,01	0,0104
21	33,1	24,7	90,18	91,34	91,72	5,94	5,05	7,39	1,91	0,0311
22	33	24,7	90,18	91,31	91,68	5,99	4,99	7,77	1,98	0,0339
23	32	24,7	89,94	90,87	91,21	7,12	4,88	14,41	2,64	0,0721
24	31	24,7	89,73	90,71	91,05	6,64	5,15	13,06	2,36	0,0538
25	30	24,7	89,43	90,53	90,86	6,31	5,42	12,24	2,1	0,0422
26	29	24,7	89,05	91,25	90,57	1,76	16,53	11	0,4	0,0011
27	28	24,7	89	91,09	90,63	2,75	11,09	7,21	0,63	0,0028
28	27,9	24,7	89	90,73	90,73	4,11	7,46	6,04	1,06	0,0082
29	27	24,7	88,91	90,41	90,63	4,98	6,01	6,01	1,38	0,0155
30	26,1	24,7	88,82	90,28	90,55	5,29	5,7	6	1,49	0,0181
31	26	24,7	88,82	90,25	90,53	5,3	5,65	5,97	1,48	0,0186
32	25	24,7	88,69	89,81	90,2	6,48	4,93	9,43	2,13	0,0429
33	24	24,7	88,33	89,39	89,79	6,76	4,7	9,44	2,29	0,0500
34	23	24,7	88,1	89,22	89,61	6,59	4,83	9,39	2,19	0,0456
35	22	24,7	88	89,03	89,42	6,69	4,74	9,42	2,31	0,0486
36	21	24,7	87,89	89,68	89,05	1,99	14,61	9,42	0,48	0,0015
37	20	24,7	87,9	89,48	89,14	2,74	9,77	6,47	0,7	0,0038
38	19,9	24,7	87,83	89,21	89,21	3,52	7,01	5,6	1	0,0094
39	19,8	24,7	87,8	88,77	89,06	4,56	5,41	5,6	1,48	0,0203
40	19	24,7	87	88,03	88,48	6,09	4,47	9,67	2,35	0,0603
41	18	24,7	87,3	88,09	88,48	5,14	4,61	10,91	2,63	0,0625
42	17	24,7	87,5	88,12	88,42	4,43	5,59	9,87	1,86	0,0301
43	16	24,7	87	87,75	88,05	4,66	5,73	8,79	1,72	0,0247
44	15	24,7	86,62	87,95	87,99	3,22	7,85	9,05	1,05	0,0095

Tabela II.1(Cont.) – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário I

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
45	14	24,7	86,5	87,77	87,8	3,15	7,89	9,06	1,05	0,0093
46	13	24,7	86,5	87,61	87,62	3,13	8,12	8,8	0,99	0,0083
47	12	24,7	86	87,72	87,21	2,11	12,6	9,06	0,51	0,0022
48	11	24,7	86	87,4	87,27	3,16	8,8	7,29	0,85	0,0056
49	10	24,7	86	87,2	87,2	3,46	8,1	7,85	1,01	0,0076
50	9	24,7	85,4	87,12	86,7	2,48	11,51	8,24	0,61	0,0027
51	8	24,7	85,5	87,08	86,72	2,61	10,84	7,68	0,66	0,0031
52	7	24,7	85,5	87,06	86,69	2,54	11,47	8,49	0,65	0,0028
53	6	24,7	85,4	87,02	86,55	2,29	11,36	7,62	0,58	0,0027
54	5	24,7	84,6	87,04	86,11	1,93	13,57	6,54	0,41	0,0015
55	4	24,7	84,37	87,04	86,08	1,78	14,96	8,57	0,37	0,0013
56	3	24,7	84,63	87,06	86,03	1,49	17,95	10,38	0,32	0,0008
57	2	24,7	84,6	87,05	85,95	1,47	18,09	10,26	0,31	0,0008
58	1	24,7	84,58	87,01	85,96	1,62	16,13	8,18	0,35	0,0010
59	0,99	24,7	84,48	86,9	85,66	1,66	14,89	6,14	0,34	0,0011
60	0,98	24,7	84,38	86,8	85,56	1,66	14,89	6,14	0,34	0,0011

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.2 – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário II

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33,9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33,8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33,7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33,6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33,5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33,4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33,3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33,2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33,1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27,9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26,1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19,9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19,8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	22,25	87	87,93	88,42	6,71	3,54	8,4	2,81	0,0888
41	18	22,25	87,3	88,02	88,42	5,46	3,81	10,82	3,11	0,0932
42	17	22,25	87,5	88,04	88,36	4,67	4,76	9,74	2,13	0,0403
43	16	22,25	87	87,68	87,99	4,67	5,12	8,65	1,81	0,0282
44	15	22,25	86,62	87,87	87,92	3,18	7,13	8,88	1,09	0,0102
45	14	22,25	86,5	87,72	87,74	2,99	7,48	8,96	1,02	0,0088
46	13	22,25	86,5	87,55	87,55	3,02	7,56	8,72	0,98	0,0083

Tabela II.2 (Cont.) – Resumo de Valores de Cálculo: Cenário II

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	22,25	86	87,62	87,13	2,05	11,71	8,96	0,51	0,0022
48	11	22,25	86	87,34	87,18	3	8,34	7,22	0,83	0,0053
49	10	22,25	86	87,12	87,12	3,36	7,5	7,77	1,01	0,0078
50	9	22,25	85,4	86,97	86,63	2,47	10,31	8,12	0,64	0,0030
51	8	22,25	85,5	86,94	86,65	2,62	9,7	7,68	0,7	0,0035
52	7	22,25	85,5	86,88	86,63	2,6	10	8,49	0,71	0,0034
53	6	22,25	85,4	86,83	86,48	2,34	9,96	7,6	0,64	0,0032
54	5	22,25	84,6	86,87	86,04	1,89	12,47	6,54	0,42	0,0016
55	4	22,25	84,37	86,86	86	1,78	13,46	8,22	0,39	0,0014
56	3	22,25	84,63	86,88	85,95	1,49	16,12	10	0,33	0,0009
57	2	22,25	84,6	86,86	85,88	1,48	16,23	10,16	0,33	0,0009
58	1	22,25	84,58	86,83	85,88	1,6	14,66	8,18	0,36	0,0011
59	0,99	22,25	84,48	86,73	85,58	1,61	13,8	6,14	0,34	0,0011
60	0,98	22,25	84,38	86,63	85,48	1,61	13,8	6,14	0,34	0,0011

Escoamento Lento ( $Fr < 1$ )

Escoamento Crítico ( $Fr = 1$ )

Escoamento Rápido ( $Fr > 1$ )

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.3 – Resumo de valores de cálculo: Cenário III

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33.9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33.8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33.7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33.6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33.5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33.4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33.3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33.2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33.1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27.9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26.1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19.9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19.8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	22,25	87	87,93	88,42	6,71	3,54	8,4	2,81	0,0888
41	18	22,25	87,3	88,02	88,42	5,46	3,81	10,82	3,11	0,0932
42	17	22,25	87,5	88,04	88,36	4,67	4,76	9,74	2,13	0,0403
43	16	22,25	87	87,68	87,99	4,67	5,12	8,65	1,81	0,0282
44	15	22,25	86,62	87,87	87,92	3,18	7,13	8,88	1,09	0,0102
45	14	22,25	86,5	87,72	87,74	2,99	7,48	8,96	1,02	0,0088
46	13	22,25	86,5	87,55	87,55	3,02	7,56	8,72	0,98	0,0083

Tabela II.3 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário III

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	22,25	86	87,62	87,13	2,05	11,71	8,96	0,51	0,0022
48	11	22,25	86	87,34	87,18	3	8,34	7,22	0,83	0,0053
49	10	22,25	86	87,12	87,12	3,36	7,5	7,77	1,01	0,0078
50	9	22,25	85,4	86,35	86,63	4,58	5,39	7,48	1,55	0,0209
51	8	22,25	85,5	86,4	86,65	4,44	5,6	7,63	1,49	0,0188
52	7	22,25	85,5	86,74	86,63	2,93	8,82	8,49	0,84	0,0051
53	6	22,25	85,4	86,48	86,48	3,19	7,29	7,57	1	0,0083
54	5	22,25	84,6	86,39	86,04	2,52	9,32	6,54	0,64	0,0036
55	4	22,25	84,37	86,27	86	2,65	8,97	7,09	0,67	0,0042
56	3	22,25	84,63	86,27	85,95	2,31	10,35	8,87	0,61	0,0032
57	2	22,25	84,6	86,2	85,88	2,32	10,12	8,54	0,63	0,0033
58	1	22,25	84,58	85,88	85,88	3,19	7,22	7,31	0,97	0,0083
59	0.99	22,25	84,63	85,48	85,73	4,3	5,39	7,53	1,53	0,0210
60	0.98	22,25	84,3	85,58	85,65	3,62	6,15	5,51	1,09	0,0111
61	0.97	22,25	84,3	85,37	85,66	4,18	5,6	8,18	1,41	0,0201
62	0.96	22,25	84,39	85,62	85,37	1,5	17,05	23,09	0,47	0,0017
63	0.95	22,25	84,39	85,62	85,37	1,51	17,01	23,09	0,47	0,0017
64	0.94	22,25	84,08	85,69	84,68	0,64	39,49	30,66	0,16	0,0002
65	0.93	22,25	84,08	85,63	84,79	1,16	19,18	12,62	0,3	0,0006
66	.9275*	22,25	84,04	85,6	84,77	1,21	18,46	12,05	0,31	0,0007
67	.925*	22,25	84,01	85,57	84,76	1,26	17,68	11,49	0,32	0,0008
68	.9225*	22,25	83,97	85,53	84,74	1,32	16,84	10,92	0,34	0,0009
69	0.92	22,25	83,93	85,49	84,73	1,4	15,92	10,36	0,36	0,0010

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.4 – Resumo de valores de cálculo: Cenário IV

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33.9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33.8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33.7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33.6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33.5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33.4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33.3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33.2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33.1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27.9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26.1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19.9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19.8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	33,12	87	88,15	88,65	6,57	5,71	10,48	2,34	0,0539
41	18	33,12	87,3	88,19	88,65	5,71	5,68	11,03	2,61	0,0580
42	17	33,12	87,5	88,23	88,61	4,98	6,68	10,04	1,92	0,0312
43	16	33,12	87	87,88	88,26	5,2	6,94	9,08	1,77	0,0251
44	15	33,12	86,62	88,06	88,21	3,85	8,84	9,26	1,2	0,0120
45	14	33,12	86,5	87,94	88,01	3,56	9,42	9,4	1,09	0,0100
46	13	33,12	86,5	87,82	87,83	3,43	10	9,07	0,98	0,0080

Tabela II.4 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário IV

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	33,12	86	88,04	87,44	2,28	15,54	9,4	0,51	0,0022
48	11	33,12	86	87,59	87,52	3,68	10,24	7,48	0,93	0,0065
49	10	33,12	86	87,43	87,43	3,82	9,97	8,08	1,02	0,0074
50	9	33,12	85,4	86,58	86,93	5,15	7,24	7,8	1,54	0,0192
51	8	33,12	85,5	86,64	86,95	5,02	7,44	7,68	1,5	0,0174
52	7	33,12	85,5	87,07	86,9	3,36	11,62	8,49	0,85	0,0049
53	6	33,12	85,4	86,78	86,78	3,64	9,55	7,6	1,01	0,0081
54	5	33,12	84,6	86,72	86,36	3,05	11,47	6,54	0,7	0,0044
55	4	33,12	84,37	86,59	86,34	3,13	11,35	7,65	0,72	0,0049
56	3	33,12	84,63	86,66	86,24	2,55	13,99	9,58	0,6	0,0030
57	2	33,12	84,6	86,59	86,18	2,62	13,53	9,37	0,63	0,0033
58	1	33,12	84,58	86,2	86,2	3,6	9,6	7,76	0,97	0,0081
59	0,99	33,12	84,63	86,49	86,03	2,65	13,2	7,69	0,63	0,0031
60	0,98	33,12	84,3	86,01	86,01	3,89	8,51	5,51	1	0,0096
61	0,97	33,12	84,3	85,54	85,98	5,05	7,09	9,32	1,56	0,0240
62	0,96	33,12	84,39	86,2	85,51	1,13	30,53	23,09	0,28	0,0006
63	0,95	33,12	84,39	86,2	85,51	1,13	30,52	23,09	0,28	0,0006
64	0,94	33,12	84,08	86,24	84,83	0,66	56,51	30,66	0,14	0,0001
65	0,93	33,12	84,08	86,18	85	1,27	26,03	12,62	0,28	0,0006
66	.9275*	33,12	84,04	86,15	84,99	1,33	24,99	12,05	0,29	0,0006
67	.925*	33,12	84,01	86,11	84,98	1,39	23,89	11,49	0,31	0,0007
68	.9225*	33,12	83,97	86,07	84,97	1,46	22,72	10,92	0,32	0,0008
69	0,92	33,12	83,93	86,02	84,96	1,54	21,47	10,36	0,34	0,0009

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.5 – Resumo de valores de cálculo: Cenário V

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33,9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33,8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33,7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33,6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33,5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33,4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33,3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33,2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33,1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27,9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26,1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19,9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19,8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	24,98	87	87,99	88,48	6,67	4,08	9,15	2,66	0,0779
41	18	24,98	87,3	88,06	88,48	5,57	4,25	10,87	2,98	0,0829
42	17	24,98	87,5	88,08	88,42	4,79	5,22	9,81	2,09	0,0381
43	16	24,98	87	87,73	88,06	4,84	5,56	8,75	1,81	0,0277
44	15	24,98	86,62	87,91	88	3,39	7,52	8,97	1,13	0,0110
45	14	24,98	86,5	87,79	87,81	3,11	8,09	9,1	1,02	0,0088
46	13	24,98	86,5	87,62	87,63	3,13	8,22	8,81	0,98	0,0082

Tabela II.5 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário V

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	24,98	86	87,73	87,22	2,12	12,7	9,07	0,51	0,0022
48	11	24,98	86	87,41	87,28	3,18	8,86	7,3	0,86	0,0056
49	10	24,98	86	87,21	87,21	3,48	8,17	7,86	1,01	0,0076
50	9	24,98	85,4	86,41	86,71	4,74	5,88	7,66	1,55	0,0205
51	8	24,98	85,5	86,46	86,73	4,61	6,07	7,66	1,5	0,0185
52	7	24,98	85,5	86,83	86,7	3,05	9,54	8,49	0,84	0,0050
53	6	24,98	85,4	86,56	86,56	3,3	7,91	7,58	1	0,0081
54	5	24,98	84,6	86,48	86,12	2,66	9,92	6,54	0,65	0,0038
55	4	24,98	84,37	86,36	86,09	2,78	9,6	7,23	0,69	0,0044
56	3	24,98	84,63	86,37	86,03	2,38	11,3	9,04	0,61	0,0031
57	2	24,98	84,6	86,31	85,96	2,41	11	8,74	0,63	0,0033
58	1	24,98	84,58	85,97	85,97	3,31	7,82	7,42	0,97	0,0083
59	0,99	24,98	84,63	85,54	85,82	4,44	5,88	7,65	1,52	0,0205
60	0,98	24,98	84,3	85,74	85,75	3,56	7,02	5,51	1,01	0,0095
61	0,97	24,98	84,3	85,42	85,73	4,4	6,03	8,53	1,44	0,0209
62	0,96	24,98	84,39	85,78	85,41	1,35	20,67	23,09	0,39	0,0012
63	0,95	24,98	84,39	85,78	85,41	1,35	20,65	23,09	0,39	0,0012
64	0,94	24,98	84,08	85,83	84,72	0,64	43,89	30,66	0,16	0,0001
65	0,93	24,98	84,08	85,77	84,85	1,19	20,95	12,62	0,3	0,0006
66	.9275*	24,98	84,04	85,74	84,83	1,24	20,15	12,05	0,31	0,0007
67	.925*	24,98	84,01	85,71	84,81	1,3	19,28	11,49	0,32	0,0007
68	.9225*	24,98	83,97	85,67	84,8	1,36	18,36	10,92	0,34	0,0008
69	0,92	24,98	83,93	85,63	84,79	1,44	17,35	10,36	0,36	0,0009

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.6 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VI

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33.9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33.8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33.7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33.6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33.5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33.4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33.3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33.2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33.1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27.9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26.1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19.9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19.8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	22,25	87	87,93	88,42	6,71	3,54	8,4	2,81	0,0888
41	18	22,25	87,3	88,02	88,42	5,46	3,81	10,82	3,11	0,0932
42	17	22,25	87,5	88,04	88,36	4,67	4,76	9,74	2,13	0,0403
43	16	22,25	87	87,68	87,99	4,67	5,12	8,65	1,81	0,0282
44	15	22,25	86,62	87,87	87,92	3,18	7,13	8,88	1,09	0,0102
45	14	22,25	86,5	87,72	87,74	2,99	7,48	8,96	1,02	0,0088
46	13	22,25	86,5	87,55	87,55	3,02	7,56	8,72	0,98	0,0083

Tabela II.6 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário VI

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	22,25	86	87,62	87,13	2,05	11,71	8,96	0,51	0,0022
48	11	22,25	86	87,34	87,18	3	8,34	7,22	0,83	0,0053
49	10	22,25	86	87,12	87,12	3,36	7,5	7,77	1,01	0,0078
50	9	22,25	85,4	87,37	86,63	1,91	13,6	8,46	0,44	0,0014
51	8	22,25	85,5	87,35	86,65	2	12,89	7,68	0,47	0,0015
52	7	22,25	85,5	87,35	86,63	1,9	13,95	8,49	0,45	0,0013
53	6	22,25	85,4	87,33	86,48	1,7	13,79	7,65	0,4	0,0012
54	5	22,25	84,6	87,34	86,04	1,52	15,5	6,54	0,31	0,0008
55	4	22,25	84,37	87,34	86	1,35	17,64	8,96	0,26	0,0007
56	3	22,25	84,63	87,36	85,95	1,14	21,15	10,97	0,23	0,0004
57	2	22,25	84,6	87,35	85,88	1,13	21,22	10,26	0,23	0,0004
58	1	22,25	84,58	87,33	85,88	1,26	18,74	8,18	0,25	0,0005
59	0.99	22,25	84,63	87,33	85,73	1,21	19,66	7,69	0,24	0,0005
60	0.98	22,25	84,3	87,29	85,65	1,43	15,57	5,51	0,27	0,0008
61	0.97	22,25	84,3	87,36	85,66	0,82	28,44	12,03	0,15	0,0002
62	0.96	22,25	84,39	87,39	85,37	0,37	57,85	23,09	0,07	0,0000
63	0.95	56,88	84,39	87,34	85,75	0,95	56,84	23,09	0,18	0,0002
64	0.94	56,88	84,08	87,37	85,09	0,71	91,16	30,66	0,13	0,0001
65	0.93	56,88	84,08	87,29	85,38	1,42	40,07	12,62	0,25	0,0005
66	.9275*	56,88	84,04	87,26	85,38	1,48	38,38	12,05	0,27	0,0005
67	.925*	56,88	84,01	87,22	85,38	1,55	36,63	11,49	0,28	0,0006
68	.9225*	56,88	83,97	87,18	85,39	1,63	34,81	10,92	0,29	0,0007
69	0.92	56,88	83,93	87,13	85,4	1,73	32,91	10,36	0,31	0,0008

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.7 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VII

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33.9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33.8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33.7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33.6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33.5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33.4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33.3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33.2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33.1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27.9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26.1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19.9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19.8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	22,25	87	87,93	88,42	6,71	3,54	8,4	2,81	0,0888
41	18	22,25	87,3	88,02	88,42	5,46	3,81	10,82	3,11	0,0932
42	17	22,25	87,5	88,04	88,36	4,67	4,76	9,74	2,13	0,0403
43	16	22,25	87	87,68	87,99	4,67	5,12	8,65	1,81	0,0282
44	15	22,25	86,62	87,87	87,92	3,18	7,13	8,88	1,09	0,0102
45	14	22,25	86,5	87,72	87,74	2,99	7,48	8,96	1,02	0,0088
46	13	22,25	86,5	87,55	87,55	3,02	7,56	8,72	0,98	0,0083

Tabela II.7 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário VII

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	22,25	86	87,62	87,13	2,05	11,71	8,96	0,51	0,0022
48	11	22,25	86	87,34	87,18	3	8,34	7,22	0,83	0,0053
49	10	22,25	86	87,12	87,12	3,36	7,5	7,77	1,01	0,0078
50	9	22,25	85,4	86,35	86,63	4,58	5,39	7,48	1,55	0,0209
51	8	22,25	85,5	86,4	86,65	4,44	5,6	7,63	1,49	0,0188
52	7	22,25	85,5	86,74	86,63	2,93	8,82	8,49	0,84	0,0051
53	6	22,25	85,4	86,48	86,48	3,19	7,29	7,57	1	0,0083
54	5	22,25	84,6	86,39	86,04	2,52	9,32	6,54	0,64	0,0036
55	4	22,25	84,37	86,27	86	2,65	8,97	7,09	0,67	0,0042
56	3	22,25	84,63	86,27	85,95	2,31	10,35	8,87	0,61	0,0032
57	2	22,25	84,6	86,2	85,88	2,32	10,12	8,54	0,63	0,0033
58	1	22,25	84,58	85,88	85,88	3,19	7,22	7,31	0,97	0,0083
59	0,99	22,25	84,63	85,48	85,73	4,3	5,39	7,53	1,53	0,0210
60	0,98	22,25	84,3	85,82	85,65	2,99	7,44	5,51	0,82	0,0064
61	0,97	22,25	84,3	86,12	85,66	1,86	13,42	12,03	0,46	0,0019
62	0,96	22,25	84,39	86,23	85,37	0,74	31,18	23,09	0,18	0,0002
63	0,95	33	84,39	86,2	85,5	1,14	30,38	23,09	0,28	0,0006
64	0,94	33	84,08	86,24	84,83	0,66	56,33	30,66	0,15	0,0001
65	0,93	33	84,08	86,17	85	1,27	25,96	12,62	0,28	0,0006
66	.9275*	33	84,04	86,14	84,98	1,32	24,92	12,05	0,29	0,0006
67	.925*	33	84,01	86,11	84,97	1,39	23,82	11,49	0,31	0,0007
68	.9225*	33	83,97	86,07	84,96	1,46	22,66	10,92	0,32	0,0008
69	0,92	33	83,93	86,02	84,96	1,54	21,41	10,36	0,34	0,0009

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)


 Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.8 – Resumo de valores de cálculo: Cenário VIII

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,7	94,33	2,52	9,53	6,64	0,65	0,0034
2	44	22,25	93,35	94,46	94,41	3,09	7,31	6,64	0,94	0,0075
3	43	22,25	93,35	94,4	94,4	3,31	7,2	7,13	1,03	0,0082
4	42	22,25	93,35	94,12	94,33	4,14	5,81	8,13	1,51	0,0178
5	41	22,25	93,35	94,37	94,32	3,1	7,87	8,08	1	0,0069
6	40	22,25	93,23	94,23	94,23	3,4	7,48	8,04	1,09	0,0080
7	39	22,25	93,09	93,99	94,08	3,77	6,72	8,05	1,27	0,0112
8	38	22,25	92,61	93,58	93,82	4,51	5,62	8,11	1,46	0,0197
9	37	22,25	92,02	93,01	93,38	5,62	4,71	8,11	1,81	0,0344
10	36	22,25	91,35	92,18	92,65	6,7	3,92	8,07	2,35	0,0614
11	35	22,25	91,12	91,92	92,4	6,11	3,83	8,06	2,18	0,0660
12	34	22,25	91,05	91,92	92,3	5,28	4,58	8,12	1,88	0,0376
13	33,9	22,25	91	91,83	92,24	5,39	4,45	8,11	1,92	0,0412
14	33,8	22,25	90,96	91,77	92,17	5,31	4,42	6,38	1,96	0,0336
15	33,7	22,25	90,91	91,68	92,05	5,14	4,54	6,3	1,88	0,0306
16	33,6	22,25	90,83	91,68	92,01	4,77	4,91	6,26	1,65	0,0239
17	33,5	22,25	90,79	91,73	91,98	4,44	5,29	5,97	1,46	0,0184
18	33,4	22,25	90,76	92,16	91,98	3,04	7,97	5,98	0,82	0,0054
19	33,3	22,25	90,66	92,06	91,92	3,2	6,96	4,98	0,86	0,0074
20	33,2	22,25	90,5	91,87	91,87	3,62	6,15	4,66	1	0,0103
21	33,1	22,25	90,18	91,3	91,65	5,71	4,75	7,39	1,87	0,0306
22	33	22,25	90,18	91,27	91,62	5,77	4,69	7,77	1,94	0,0334
23	32	22,25	89,94	90,86	91,17	6,86	4,62	14,41	2,57	0,0700
24	31	22,25	89,73	90,69	91	6,41	4,87	13,06	2,3	0,0523
25	30	22,25	89,43	90,51	90,81	6,1	5,11	12,24	2,06	0,0415
26	29	22,25	89,05	91,12	90,51	1,73	15,19	11	0,4	0,0012
27	28	22,25	89	90,98	90,57	2,66	10,29	7,21	0,63	0,0028
28	27,9	22,25	89	90,65	90,65	3,96	6,95	6,04	1,05	0,0082
29	27	22,25	88,91	90,34	90,55	4,82	5,59	6,01	1,37	0,0156
30	26,1	22,25	88,82	90,21	90,47	5,13	5,3	6	1,49	0,0183
31	26	22,25	88,82	90,18	90,45	5,14	5,26	5,97	1,48	0,0187
32	25	22,25	88,69	89,78	90,14	6,28	4,63	9,43	2,1	0,0425
33	24	22,25	88,33	89,35	89,73	6,59	4,39	9,44	2,28	0,0505
34	23	22,25	88,1	89,18	89,55	6,41	4,52	9,39	2,17	0,0457
35	22	22,25	88	88,99	89,37	6,52	4,43	9,42	2,3	0,0489
36	21	22,25	87,89	88,58	89	6,08	4,19	9,42	2,39	0,0585
37	20	22,25	87,9	88,59	89,05	5,79	4,02	6,47	2,25	0,0456
38	19,9	22,25	87,83	88,68	89,13	5,52	4,03	5,6	2,07	0,0401
39	19,8	22,25	87,8	88,49	88,97	5,74	3,87	5,6	2,2	0,0454
40	19	24,98	87	87,99	88,48	6,67	4,08	9,15	2,66	0,0779
41	18	24,98	87,3	88,06	88,48	5,57	4,25	10,87	2,98	0,0829
42	17	24,98	87,5	88,08	88,42	4,79	5,22	9,81	2,09	0,0381
43	16	24,98	87	87,73	88,06	4,84	5,56	8,75	1,81	0,0277
44	15	24,98	86,62	87,91	88	3,39	7,52	8,97	1,13	0,0110
45	14	24,98	86,5	87,79	87,81	3,11	8,09	9,1	1,02	0,0088
46	13	24,98	86,5	87,62	87,63	3,13	8,22	8,81	0,98	0,0082

Tabela II.8 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário VIII

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	12	24,98	86	87,73	87,22	2,12	12,7	9,07	0,51	0,0022
48	11	24,98	86	87,41	87,28	3,18	8,86	7,3	0,86	0,0056
49	10	24,98	86	87,21	87,21	3,48	8,17	7,86	1,01	0,0076
50	9	24,98	85,4	86,41	86,71	4,74	5,88	7,66	1,55	0,0205
51	8	24,98	85,5	86,46	86,73	4,61	6,07	7,66	1,5	0,0185
52	7	24,98	85,5	86,83	86,7	3,05	9,54	8,49	0,84	0,0050
53	6	24,98	85,4	86,56	86,56	3,3	7,91	7,58	1	0,0081
54	5	24,98	84,6	86,48	86,12	2,66	9,92	6,54	0,65	0,0038
55	4	24,98	84,37	86,36	86,09	2,78	9,6	7,23	0,69	0,0044
56	3	24,98	84,63	86,37	86,03	2,38	11,3	9,04	0,61	0,0031
57	2	24,98	84,6	86,31	85,96	2,41	11	8,74	0,63	0,0033
58	1	24,98	84,58	85,97	85,97	3,31	7,82	7,42	0,97	0,0083
59	0,99	24,98	84,63	86,15	85,82	2,48	10,59	7,69	0,65	0,0034
60	0,98	24,98	84,3	85,89	85,74	3,19	7,83	5,51	0,85	0,0069
61	0,97	24,98	84,3	86,25	85,73	1,84	15,06	12,03	0,44	0,0016
62	0,96	24,98	84,39	86,37	85,41	0,75	34,26	23,09	0,18	0,0002
63	0,95	35,73	84,39	86,33	85,54	1,1	33,54	23,09	0,26	0,0005
64	0,94	35,73	84,08	86,37	84,86	0,67	60,46	30,66	0,14	0,0001
65	0,93	35,73	84,08	86,3	85,05	1,29	27,62	12,62	0,28	0,0005
66	.9275*	35,73	84,04	86,27	85,03	1,35	26,51	12,05	0,29	0,0006
67	.925*	35,73	84,01	86,24	85,02	1,41	25,33	11,49	0,3	0,0007
68	.9225*	35,73	83,97	86,2	85,02	1,48	24,09	10,92	0,32	0,0008
69	0,92	35,73	83,93	86,15	85,01	1,57	22,77	10,36	0,34	0,0009

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.9 – Resumo de valores de cálculo: Cenário IX

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	0,1	93,17	93,44	93,23	0,08	1,32	5,44	0,05	0,0000
2	44	0,1	93,35	93,44	93,38	0,17	0,58	6,44	0,18	0,0005
3	43	0,1	93,35	93,44	93,38	0,2	0,51	5,78	0,21	0,0006
4	42	0,1	93,35	93,44	93,38	0,19	0,53	6,03	0,2	0,0006
5	41	0,1	93,35	93,41	93,41	0,48	0,21	6,27	0,82	0,0133
6	40	0,1	93,23	93,29	93,28	0,45	0,23	4,78	0,62	0,0069
7	39	0,1	93,09	93,14	93,14	0,63	0,17	4,33	0,97	0,0166
8	38	0,1	92,61	92,63	92,66	1,47	0,07	3,06	3,16	0,2003
9	37	0,1	92,02	92,05	92,07	1,17	0,09	2,96	2,19	0,0835
10	36	0,1	91,35	91,37	91,4	1,43	0,07	3,21	3,11	0,2132
11	35	0,1	91,12	91,2	91,16	0,27	0,37	4,49	0,3	0,0013
12	34	0,1	91,05	91,14	91,14	0,67	0,15	3,34	1,01	0,0180
13	33,9	0,1	91	91,02	91,06	1,5	0,07	2,9	3,14	0,1869
14	33,8	0,1	90,96	91,01	91,01	0,61	0,16	3,46	0,9	0,0152
15	33,7	0,1	90,91	90,95	90,94	0,53	0,19	5,3	0,91	0,0149
16	33,6	0,1	90,83	90,87	90,86	0,5	0,2	5,14	0,8	0,0121
17	33,5	0,1	90,79	90,84	90,82	0,37	0,27	5,1	0,52	0,0044
18	33,4	0,1	90,76	90,79	90,79	0,59	0,17	4,86	1,02	0,0193
19	33,3	0,1	90,66	90,69	90,69	0,66	0,15	4,98	1,22	0,0301
20	33,2	0,1	90,5	90,7	90,59	0,15	0,66	4,66	0,13	0,0002
21	33,1	0,1	90,18	90,7	90,31	0,17	0,58	1,65	0,09	0,0001
22	33	0,1	90,18	90,7	90,32	0,18	0,55	1,66	0,1	0,0001
23	32	0,1	89,94	90,7	90,09	0,06	2,42	12,93	0,03	0,0000
24	31	0,1	89,73	90,7	89,88	0,03	4,95	13,06	0,01	0,0000
25	30	0,1	89,43	90,7	89,58	0,02	7,46	12,24	0,01	0,0000
26	29	0,1	89,05	90,7	89,2	0,01	10,5	11	0	0,0000
27	28	0,1	89	90,7	89,15	0,01	8,27	7,21	0	0,0000
28	27,9	0,1	89	90,7	89,15	0,02	7,26	6,04	0	0,0000
29	27	0,1	88,91	90,7	89,06	0,02	7,73	6,01	0	0,0000
30	26,1	0,1	88,82	90,7	88,97	0,02	8,22	6	0	0,0000
31	26	0,1	88,82	90,7	88,96	0,01	8,33	5,97	0	0,0000
32	25	0,1	88,69	90,7	88,85	0,01	13,26	9,43	0	0,0000
33	24	0,1	88,33	90,7	88,49	0,01	17,08	9,44	0	0,0000
34	23	0,1	88,1	90,7	88,27	0,01	18,73	9,39	0	0,0000
35	22	0,1	88	90,7	88,15	0,01	20,47	9,42	0	0,0000
36	21	0,1	87,89	90,7	87,93	0,01	24,15	9,42	0	0,0000
37	20	0,1	87,9	90,7	87,94	0,01	17,63	6,47	0	0,0000
38	19	0,1	90,65	90,68	90,68	0,56	0,18	5,6	1,01	0,0192

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.10 – Resumo de valores de cálculo: Cenário X

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	45	22,25	93,17	94,46		2,99	7,95	6,64	0,85	0,0058
2	44	22,32	93,35	94,35	94,41	3,44	6,58	6,64	1,1	0,0103
3	43	22,32	93,35	94,33	94,4	3,58	6,68	7,13	1,16	0,0104
4	42	22,32	93,35	94,32	94,33	3,26	7,46	8,13	1,05	0,0082
5	41	22,31	93,35	94,25	94,32	3,51	6,92	8,08	1,2	0,0103
6	40	22,36	93,23	94,09	94,23	3,97	6,38	8,04	1,37	0,0133
7	39	22,41	93,09	93,88	94,09	4,34	5,85	8,05	1,56	0,0175
8	38	22,47	92,61	93,27	93,82	8,04	3,18	8,11	3,15	0,1230
9	37	22,5	92,02	92,74	93,39	9,86	2,59	8,11	3,71	0,2391
10	36	22,5	91,35	92,36	92,66	4,89	5,4	8,07	1,55	0,0227
11	35	22,46	91,12	92,25	92,41	3,87	6,49	8,06	1,16	0,0127
12	34	22,41	91,05	92,04	92,31	4,46	5,53	8,12	1,48	0,0211
13	33.9	22,4	91	92,03	92,24	4,1	6,03	8,11	1,31	0,0160
14	33.8	22,37	90,96	91,98	92,18	4,15	5,75	6,38	1,35	0,0151
15	33.7	22,32	90,91	91,9	92,06	3,95	6,01	6,49	1,26	0,0133
16	33.6	22,27	90,83	91,81	92,01	4,14	5,71	6,26	1,33	0,0151
17	33.5	22,26	90,79	91,73	91,98	4,43	5,3	5,97	1,46	0,0183
18	33.4	22,31	90,76	91,63	91,99	4,93	4,84	5,77	1,69	0,0236
19	33.3	22,4	90,66	91,51	91,93	5,3	4,23	4,98	1,84	0,0322
20	33.2	22,48	90,5	91,32	91,88	6,3	3,57	4,66	2,3	0,0516
21	33.1	22,52	90,18	91,18	91,66	7,22	3,88	7,39	2,53	0,0593
22	33	22,52	90,18	91,17	91,63	7,13	3,91	7,77	2,55	0,0609
23	32	22,51	89,94	90,95	91,18	5,05	5,99	14,41	1,78	0,0307
24	31	22,45	89,73	90,81	91,01	4,69	6,35	13,06	1,58	0,0225
25	30	22,45	89,43	90,38	90,81	9,34	3,58	12,24	3,4	0,1347
26	29	22,56	89,05	90,2	90,52	6,11	5,03	11	2	0,0397
27	28	22,66	89	90,13	90,58	6,88	4,19	7,21	2,24	0,0460
28	27.9	22,67	89	90,12	90,66	7,46	3,76	6,04	2,47	0,0549
29	27	22,71	88,91	90,01	90,57	7,74	3,62	6,01	2,57	0,0617
30	26.1	22,73	88,82	89,94	90,49	7,72	3,65	6	2,54	0,0601
31	26	22,74	88,82	89,88	90,47	8,13	3,47	5,97	2,69	0,0701
32	25	22,76	88,69	89,72	90,15	7,47	4,06	9,43	2,58	0,0679
33	24	22,76	88,33	89,4	89,74	5,99	4,86	9,44	2,01	0,0381
34	23	22,77	88,1	89,13	89,56	7,53	4,01	9,39	2,63	0,0704
35	22	22,78	88	88,87	89,38	9,63	3,22	9,42	3,69	0,1437
36	21	22,8	87,89	88,57	89,01	6,29	4,14	9,42	2,49	0,0639
37	20	22,8	87,9	88,54	89,07	6,47	3,68	6,47	2,63	0,0632
38	19.9	22,8	87,83	88,52	89,15	7,33	3,11	5,6	3,14	0,0937
39	19.8	22,81	87,8	88,41	88,99	6,73	3,39	5,6	2,76	0,0717
40	19	22,8	87	88,39	88,43	3,16	8,23	10,73	0,99	0,0082
41	18	22,73	87,3	88,35	88,44	3,09	7,39	11,23	1,23	0,0120
42	17	22,64	87,5	88,2	88,37	3,57	6,36	9,99	1,41	0,0170
43	16	22,56	87	88,06		2,88	8,61	9,44	0,89	0,0061
44	15	22,47	86,62	87,91	87,93	3,03	7,56	8,98	1,01	0,0087
45	14	22,46	86,5	87,73	87,75	2,99	7,57	8,98	1,01	0,0087

Tabela II.10 (Cont.) – Resumo de valores de cálculo: Cenário X

Secção	RS (HEC-RAS)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
46	13	22,45	86,5	87,55	87,56	3,03	7,61	8,73	0,98	0,0083
47	12	22,5	86	87,43		2,44	9,96	8,67	0,65	0,0036
48	11	22,57	86	87,22	87,2	3,36	7,49	7,09	0,97	0,0075
49	10	22,6	86	87,04	87,13	3,7	6,88	7,69	1,16	0,0103
50	9	22,64	85,4	86,86		2,75	9,39	8,02	0,74	0,0041
51	8	22,64	85,5	86,81		2,94	8,74	7,68	0,82	0,0050
52	7	22,67	85,5	86,66	86,64	3,24	8,09	8,49	0,96	0,0069
53	6	22,69	85,4	86,49	86,49	3,22	7,36	7,57	1,01	0,0084
54	5	22,7	84,6	86,34		2,67	8,97	6,54	0,69	0,0042
55	4	22,73	84,37	86,16		2,95	8,23	6,93	0,77	0,0056
56	3	22,81	84,63	86,04		2,91	8,41	8,49	0,84	0,0062
57	2	22,88	84,6	85,93	85,9	3,05	7,85	8,01	0,92	0,0073
58	1	22,93	84,58	85,79	85,91	3,63	6,51	7,17	1,16	0,0119
59	0,99	22,93	84,63	85,78	85,75	3,11	7,72	7,69	0,95	0,0075
60	0,98	22,9	84,3	85,7	85,68	3,36	6,82	5,51	0,96	0,0087
61	0,97	22,9	84,3	85,71	85,68	2,89	8,73	10,43	0,83	0,0066
62	0,96	22,82	84,39	85,67		1,44	18,1	23,09	0,44	0,0015
63	0,95	22,82	84,39	85,66		1,44	18,07	23,09	0,44	0,0015
64	0,94	22,8	84,08	85,71		0,65	40,11	30,66	0,16	0,0002
65	0,93	22,8	84,08	85,66		1,17	19,5	12,62	0,3	0,0006
66	.9275*	22,78	84,04	85,63		1,21	18,76	12,05	0,31	0,0007
67	.925*	22,77	84,01	85,6		1,27	17,97	11,49	0,32	0,0008
68	.9225*	22,76	83,97	85,56		1,33	17,11	10,92	0,34	0,0009
69	0,92	22,75	83,93	85,51	84,74	1,41	16,17	10,36	0,36	0,0010

Escoamento Lento (Fr<1)

Escoamento Crítico (Fr=1)

Escoamento Rápido (Fr>1)

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

Tabela II.11 - Resumo de valores de cálculo: Cenário XI

Secção	Tempo (min)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
1	15	20	93,47	94,79		2,29	8,75	6,64	0,64	0,0035
2	15	20,05	93,37	94,71		2,26	8,86	6,64	0,62	0,0034
3	15	20,12	93,27	94,63		2,23	9	6,64	0,61	0,0033
4	15	20,22	93,17	94,41		2,84	7,61	6,64	0,82	0,0055
5	15	20,28	93,35	94,3	94,34	3,27	6,29	6,64	1,07	0,0098
6	15	20,28	93,35	94,28	94,34	3,4	6,37	7,13	1,12	0,0099
7	15	20,28	93,35	94,28	94,27	3,1	7,11	8,13	1,03	0,0079
8	15	20,26	93,35	94,21	94,26	3,34	6,59	8,08	1,17	0,0099
9	15	20,3	93,23	94,05	94,17	3,77	6,1	8,04	1,33	0,0126
10	15	20,34	93,09	93,86	94,03	4,08	5,64	8,05	1,49	0,0162
11	15	20,39	92,61	93,25	93,77	7,77	2,97	8,11	3,1	0,1262
12	15	20,42	92,02	92,71	93,33	9,76	2,29	8,11	3,77	0,2935
13	15	20,42	91,35	92,32	92,6	4,81	5	8,07	1,56	0,0239
14	15	20,38	91,12	92,19	92,35	3,74	6,08	8,06	1,15	0,0129
15	15	20,32	91,05	91,98	92,25	4,37	5,09	8,12	1,5	0,0225
16	15	20,32	91	91,97	92,18	3,99	5,59	8,11	1,31	0,0167
17	15	20,29	90,96	91,93	92,1	3,99	5,41	6,38	1,34	0,0150
18	15	20,24	90,91	91,85	91,98	3,79	5,67	6,49	1,25	0,0131
19	15	20,19	90,83	91,76	91,93	3,96	5,39	6,26	1,31	0,0148
20	15	20,18	90,79	91,68	91,91	4,24	5,01	5,97	1,43	0,0178
21	15	20,22	90,76	91,58	91,92	4,73	4,56	5,77	1,67	0,0232
22	15	20,29	90,66	91,47	91,85	5,06	4,01	4,98	1,8	0,0310
23	15	20,37	90,5	91,29	91,8	5,98	3,41	4,66	2,23	0,0487
24	15	20,4	90,18	91,15	91,59	6,97	3,66	7,39	2,49	0,0586
25	15	20,4	90,18	91,14	91,57	6,9	3,69	7,77	2,51	0,0601
26	15	20,39	89,94	90,92	91,14	4,95	5,61	14,41	1,77	0,0312
27	15	20,33	89,73	90,78	90,96	4,53	6,02	13,06	1,55	0,0219
28	15	20,34	89,43	90,35	90,77	9,51	3,23	12,24	3,53	0,1549
29	15	20,44	89,05	90,16	90,47	6,21	4,57	11	2,07	0,0444
30	15	20,54	89	90,09	90,52	6,75	3,9	7,21	2,25	0,0474
31	15	20,54	89	90,08	90,58	7,2	3,54	6,04	2,44	0,0543
32	15	20,58	88,91	89,98	90,5	7,48	3,41	6,01	2,53	0,0610
33	15	20,59	88,82	89,9	90,42	7,44	3,45	6	2,5	0,0588
34	15	20,6	88,82	89,85	90,39	7,85	3,27	5,97	2,65	0,0693
35	15	20,63	88,69	89,69	90,09	7,37	3,77	9,43	2,6	0,0708
36	15	20,63	88,33	89,37	89,69	5,8	4,59	9,44	1,98	0,0376
37	15	20,63	88,1	89,11	89,51	7,25	3,81	9,39	2,56	0,0681
38	15	20,64	88	88,84	89,33	9,44	3,01	9,42	3,68	0,1468
39	15	20,66	87,89	88,54	88,96	6,14	3,83	9,42	2,49	0,0674
40	15	20,66	87,9	88,51	89	6,23	3,46	6,47	2,6	0,0630
41	15	20,66	87,83	88,48	89,08	7,09	2,91	5,6	3,14	0,0946
42	15	20,67	87,8	88,37	88,91	6,51	3,18	5,6	2,76	0,0718
43	15	20,66	87	88,35	88,38	3,02	7,82	10,69	0,96	0,0079
44	15	20,58	87,3	88,31	88,39	2,96	6,96	11,18	1,22	0,0118
45	15	20,5	87,5	88,15	88,31	3,49	5,9	9,92	1,43	0,0175
46	15	20,43	87	88,01		2,77	8,09	9,34	0,88	0,0061

Tabela II.11 (Cont.) - Resumo de valores de cálculo: Cenário XI

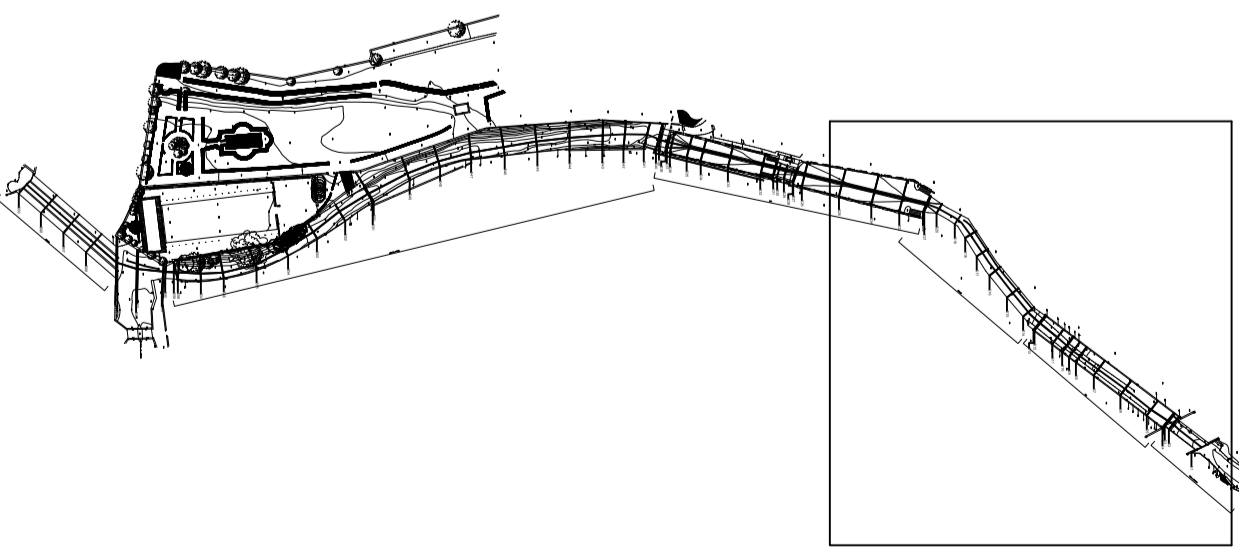
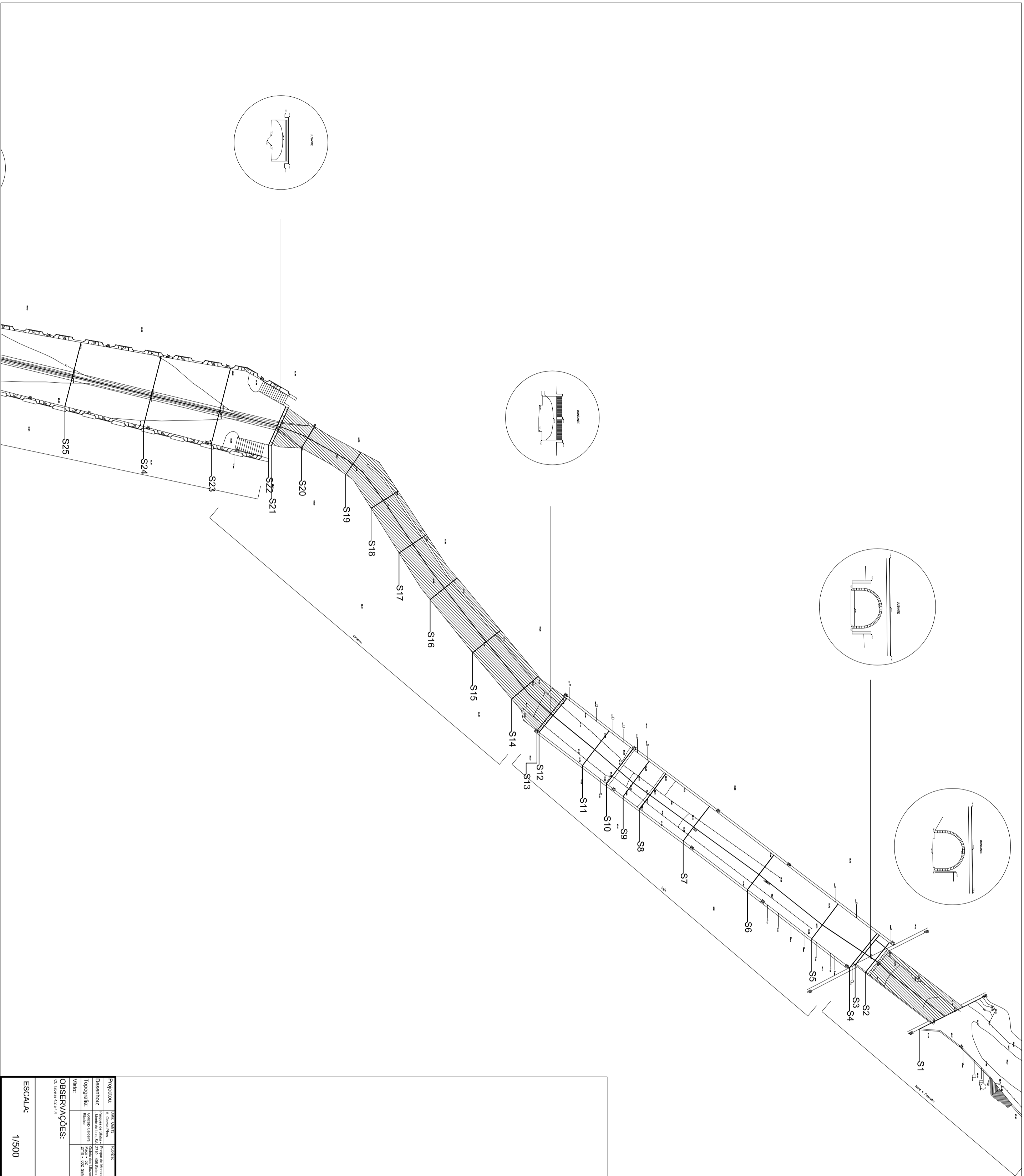
Secção	Tempo (min)	Q Total (m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> )	Cota mínima do canal (m)	Cota da superfície da água (m)	Cota crítica da superfície da água (m)	Velocidade no canal (m/s)	Área de escoamento (m <sup>2</sup> )	Largura do Canal (m)	Nº de Froude	Inclinação (m/m)
47	15	20,34	86,62	87,86	87,87	2,93	7,06	8,87	1,01	0,0088
48	15	20,34	86,5	87,68	87,68	2,88	7,08	8,87	1,01	0,0087
49	15	20,32	86,5	87,5	87,5	2,92	7,13	8,66	0,97	0,0083
50	15	20,35	86	87,37		2,31	9,49	8,55	0,63	0,0034
51	15	20,41	86	87,16	87,12	3,22	7,07	7,03	0,95	0,0072
52	15	20,45	86	86,98	87,07	3,58	6,41	7,62	1,15	0,0105
53	15	20,48	85,4	86,79		2,61	8,89	7,97	0,72	0,0040
54	15	20,48	85,5	86,75		2,79	8,31	7,68	0,8	0,0048
55	15	20,51	85,5	86,6	86,58	3,13	7,56	8,49	0,95	0,0069
56	15	20,52	85,4	86,42	86,43	3,12	6,87	7,56	1,01	0,0084
57	15	20,53	84,6	86,28		2,52	8,59	6,54	0,66	0,0039
58	15	20,55	84,37	86,12		2,76	7,94	6,86	0,73	0,0051
59	15	20,6	84,63	86		2,73	8,09	8,43	0,8	0,0056
60	15	20,66	84,6	85,87	85,83	2,92	7,39	7,89	0,9	0,0071
61	15	20,71	84,58	85,73	85,84	3,5	6,08	7,08	1,15	0,0119
62	15	20,71	84,63	85,72	85,69	2,99	7,25	7,69	0,93	0,0074
63	15	20,68	84,3	85,62	85,59	3,26	6,35	5,51	0,97	0,0087
64	15	20,68	84,3	85,61	85,6	2,91	7,74	9,78	0,87	0,0074
65	15	20,46	84,39	85,53		1,61	14,96	23,09	0,53	0,0022
66	15	20,45	84,39	85,53		1,61	14,91	23,09	0,53	0,0023
67	15	20,32	84,08	85,58		0,64	36,12	30,66	0,17	0,0002
68	15	20,32	84,08	85,53		1,14	17,9	12,62	0,3	0,0007
69	15	20,32	84,04	85,5		1,18	17,24	12,05	0,31	0,0007
70	15	20,31	84,01	85,47		1,23	16,52	11,49	0,33	0,0008
71	15	20,3	83,97	85,43		1,29	15,73	10,92	0,34	0,0009
72	15	20,29	83,93	85,39	84,68	1,36	14,87	10,36	0,36	0,0010

Escoamento Lento ( $Fr < 1$ )

Escoamento Crítico ( $Fr = 1$ )

Escoamento Rápido ( $Fr > 1$ )

☐ Ocorrência de ressalto hidráulico

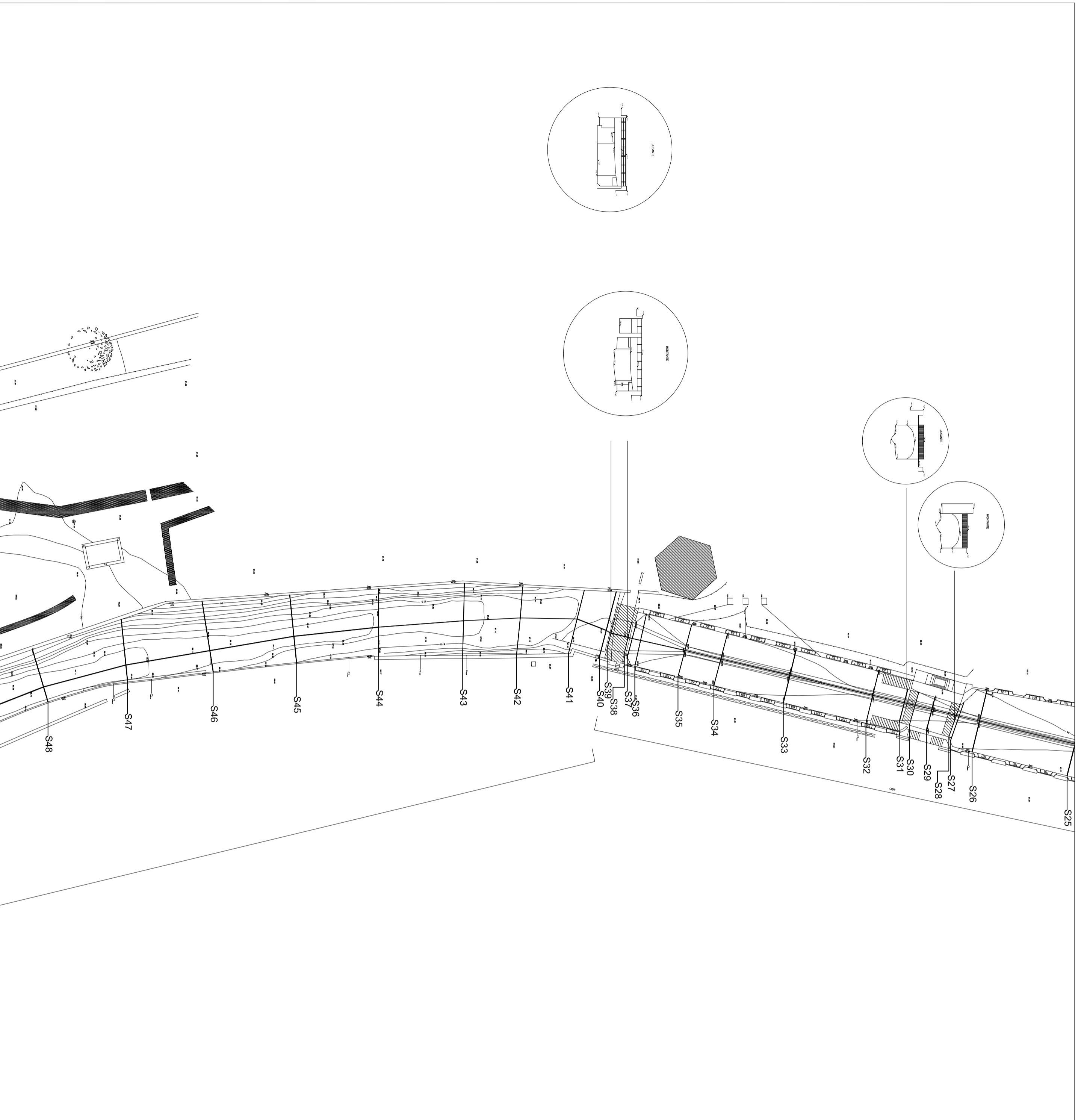


<p>Projetista: <b>ICARUS</b></p> <p>Desenhador: <b>ICARUS</b></p> <p>Topográfico: <b>ICARUS</b></p> <p>Vale: <b>ICARUS</b></p> <p>OBSERVAÇÕES: <b>ICARUS</b></p>	<p>Projeto: <b>ICARUS</b></p> <p>Localização: <b>ICARUS</b></p> <p>Topografia: <b>ICARUS</b></p> <p>Vale: <b>ICARUS</b></p> <p>OBSERVAÇÕES: <b>ICARUS</b></p>	<p><b>ANÁLISE DO ESCOAMENTO NO CANAL DO PALACIO NACIONAL DE QUELUZ, PORTUGAL</b></p> <p><b>SECÇÕES TRANSVERSAIS DE CALCULO (2013)</b></p>	<p>Desenho Nº: <b>1-A</b></p> <p>Escala: <b>1/500</b></p> <p>Contém: <b>1/500</b></p>
--	---	---	---



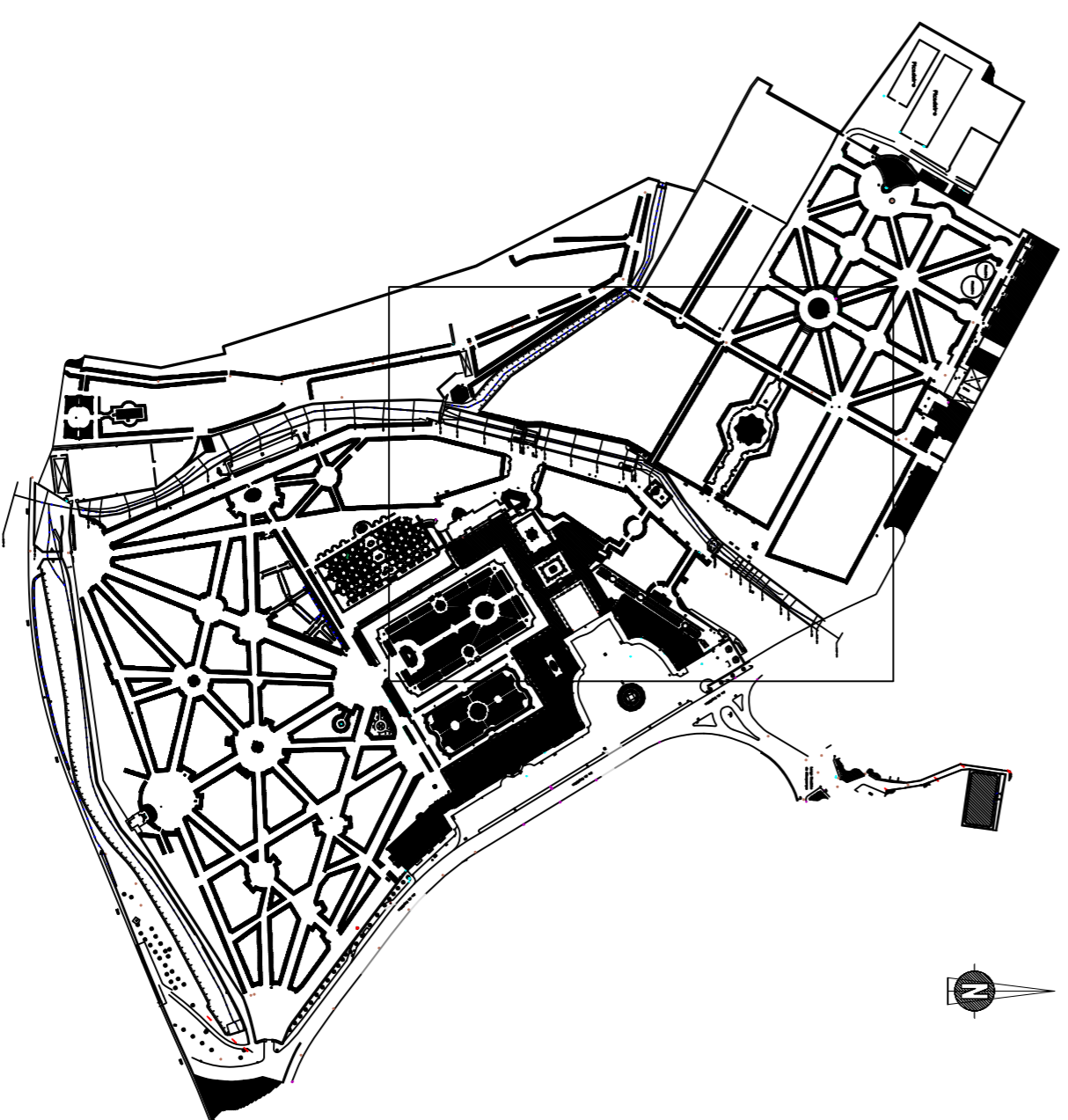
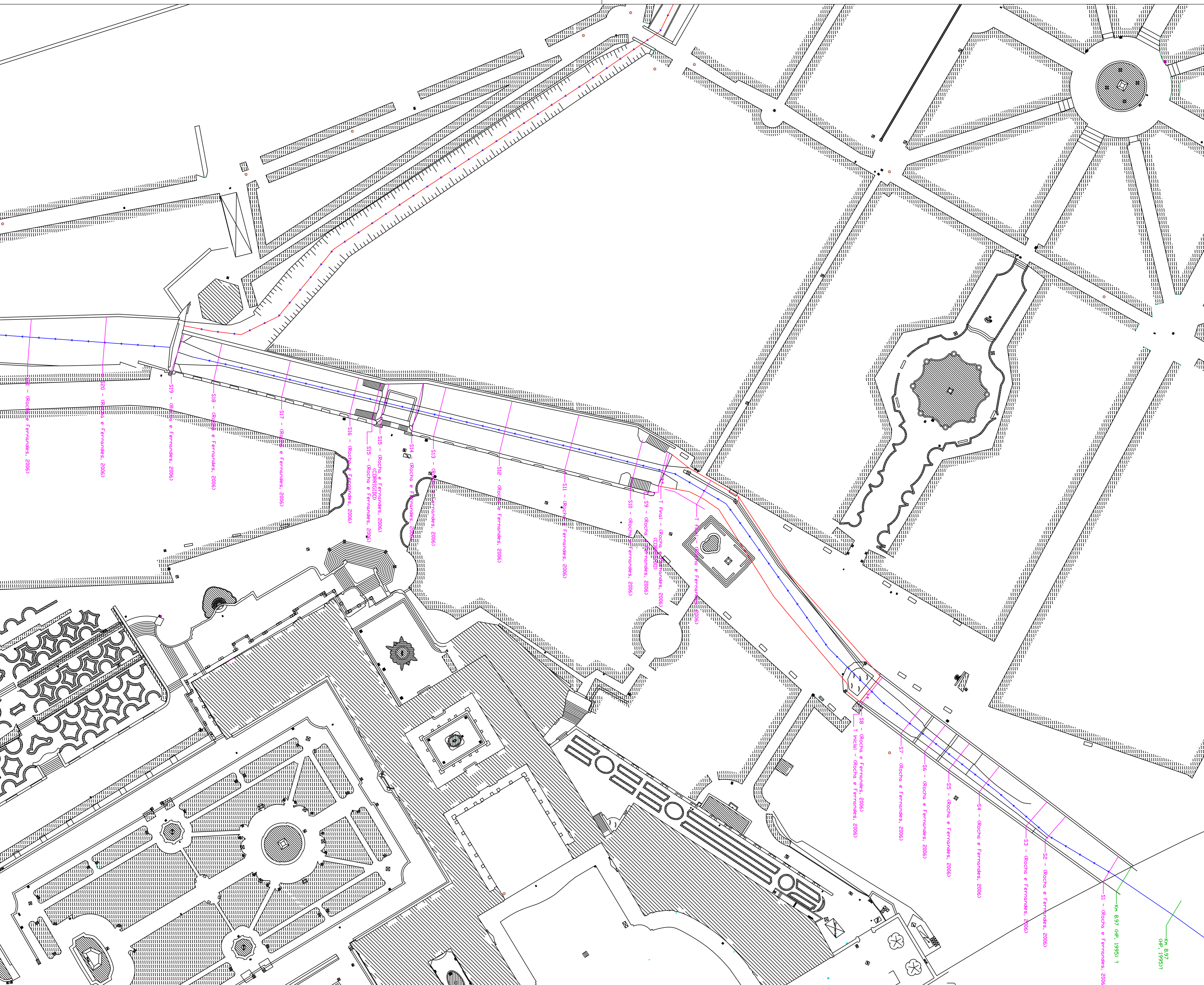
Este documento é propriedade de ICARUS. Não é permitida a reprodução ou a utilização para fins não autorizados sem a autorização prévia por escrito de ICARUS.

<p>Revisão:</p> <p>1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p> <p>5</p> <p>6</p> <p>7</p> <p>8</p> <p>9</p> <p>10</p>	<p>Elaborado por:</p> <p>Revisado por:</p> <p>Desenhado por:</p> <p>Validado por:</p>
--	---

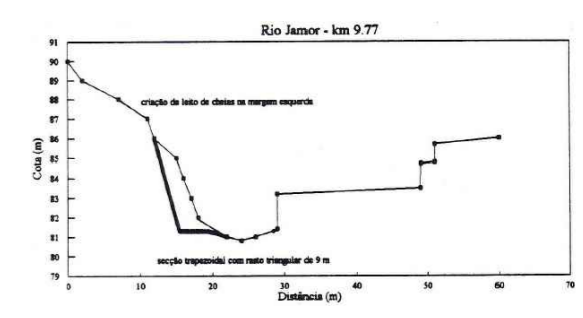
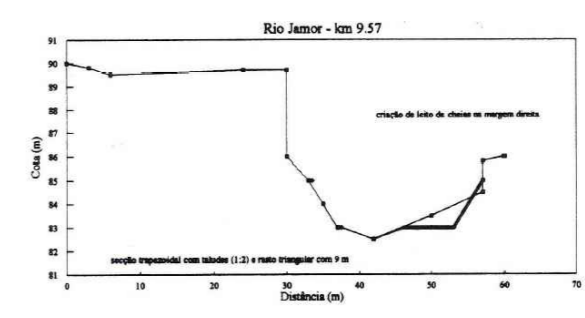
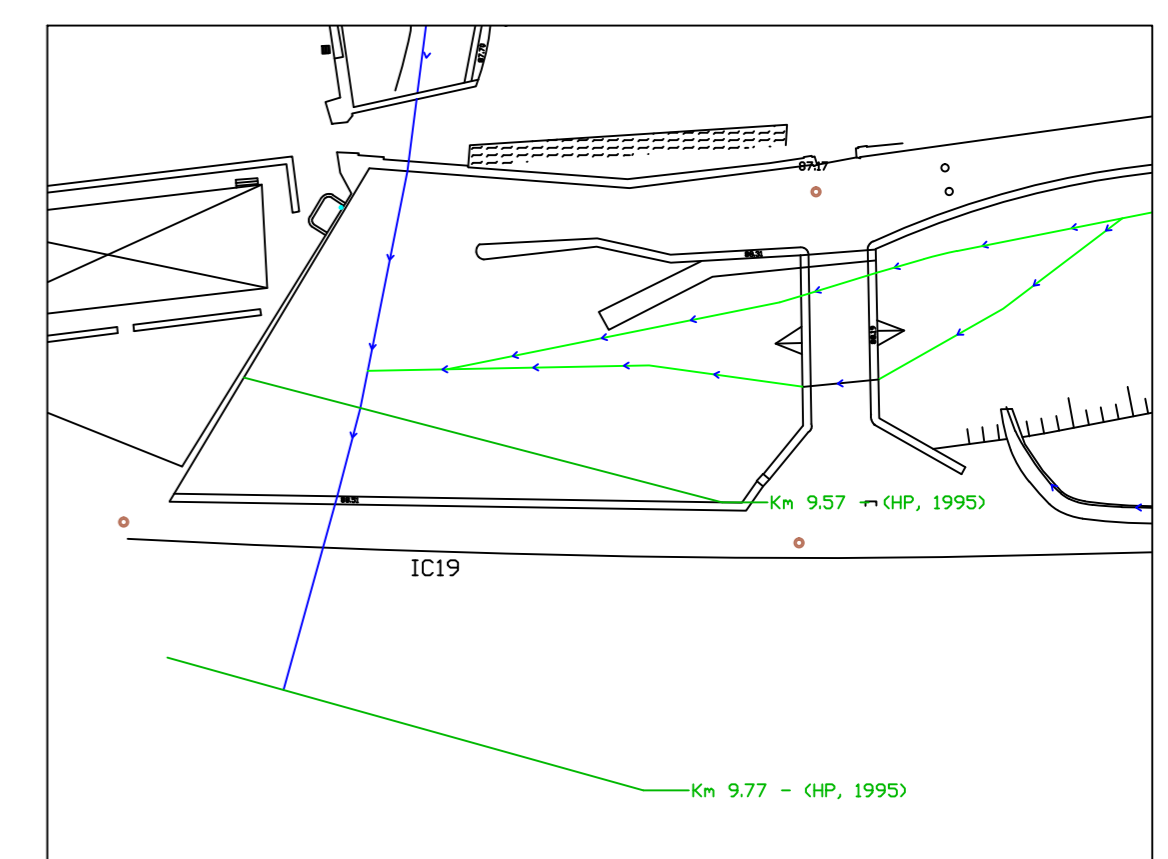
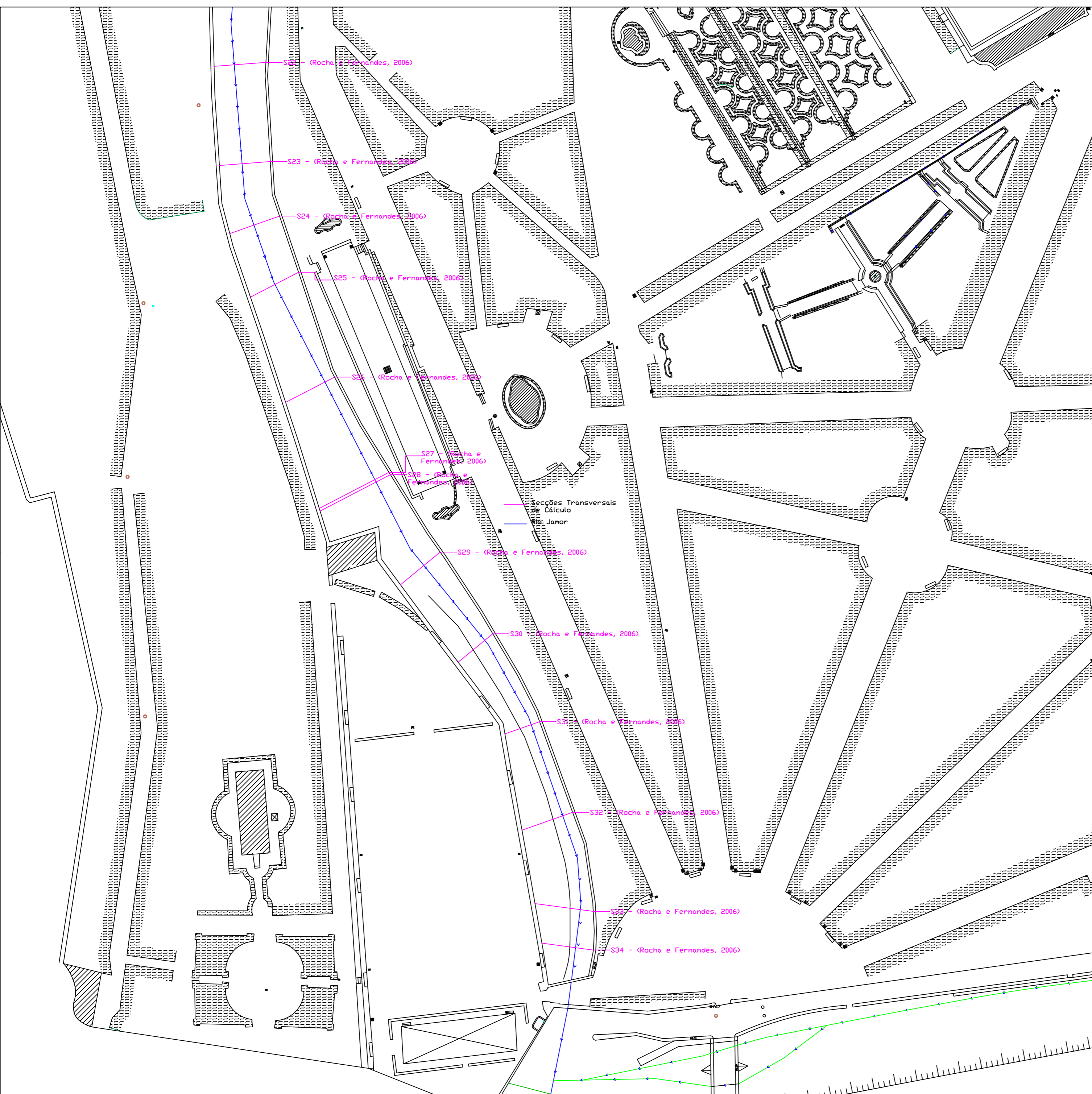


<p><b>Projeto:</b> A. Costa Reis  <b>Desenho:</b> M. Maria da Luz, SA 2705 005 Sines  <b>Topográfico:</b> Sines  <b>Visto:</b> 2013 - 08 - 08/09</p> <p><b>OBSERVAÇÕES:</b>          Cf. Trabalho de 2013</p>	<p><b>ANÁLISE DO ESCOAMENTO NO CANAL DO PALAÇIO NACIONAL DE QUELUZ, PORTUGAL</b></p> <p><b>SECÇÕES TRANSVERSAS DE CALCULO (2013)</b></p>	<p><b>Desenho N.º: 1-B</b></p> <p>Escala: _____          Situação: _____          Situação por: _____</p>
<p><b>ESCALA:</b> 1/500</p>	<p><b>CONTÉM:</b></p>	



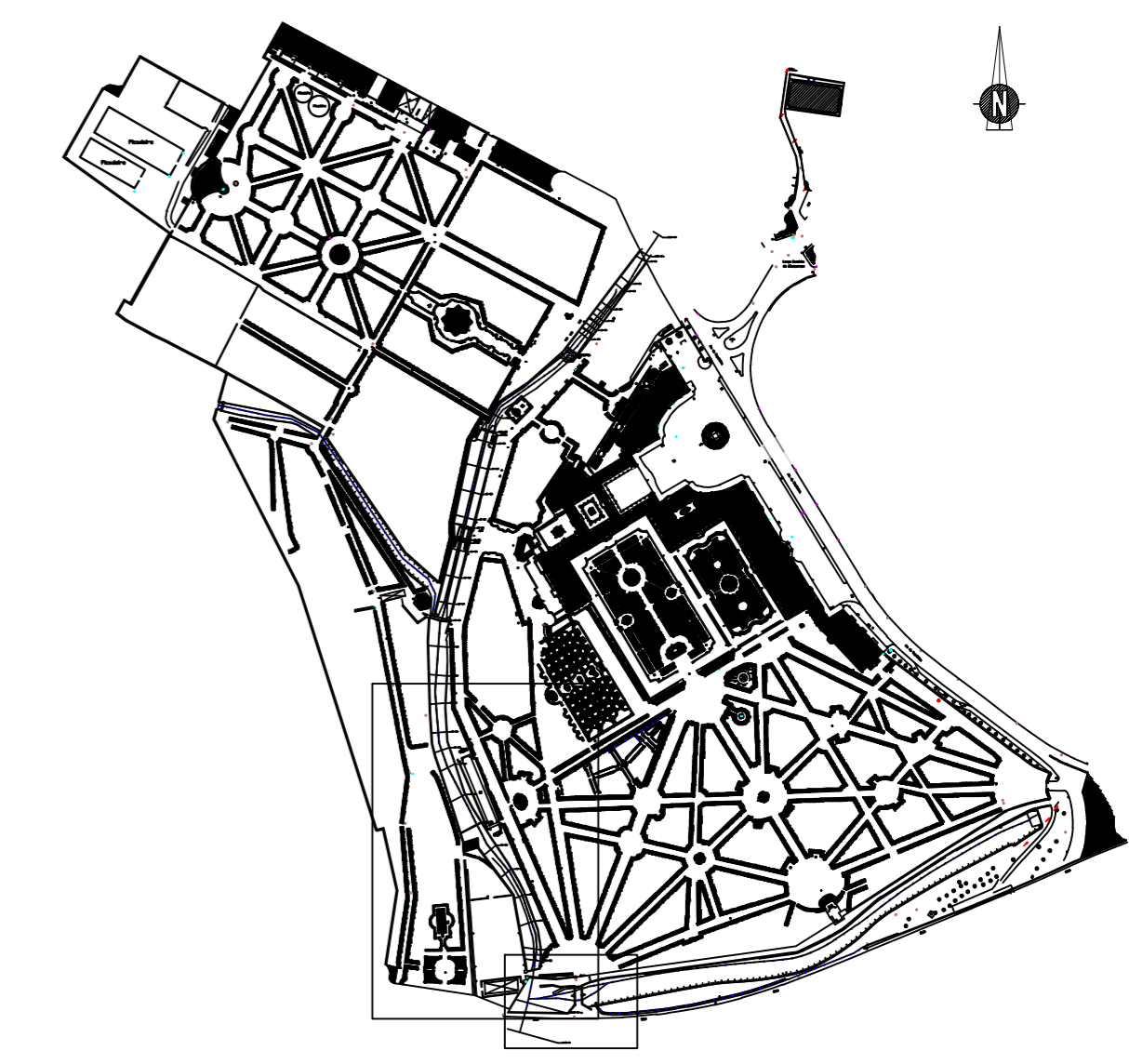


ANÁLISE DO ESCOAMENTO NO CANAL DO PALÁCIO NACIONAL DE QUELUZ, PORTUGAL	
PROFESSOR:	ROCHA E FERNANDES (2006)
ALUNO:	S18 (Rocha e Fernandes, 2006)
OBSEVAÇÕES:	SEÇÕES TRANSVERSAS DE CÁLCULO: ROCHA E FERNANDES (2006) VS HIPOTÉTICA (1995)
ESCALA:	1/500
CONTEÚDO:	2-A



Km 9.57 (HP, 1995)

Km 9.77 (HP, 1995)



Data: Fev13 Desenhou: T. Rodrigues - Engenheira, Lda Verificou: A. Garcia Pires - Engenheira, Lda Visto:		Rubrica: Rua Ponte de Quez, Nº13 B 1600-081 Lisboa		<b>ANÁLISE DO ESCOAMENTO NO CANAL DO PALÁCIO NACIONAL DE QUELUZ, PORTUGAL</b>			
<b>OBSERVAÇÕES:</b> O levantamento topográfico do Palácio Nacional de Queluz, cujos planos foram de base a este estudo, foi executado pela empresa Têrceiro Plano - Engenharia, Lda, tendo sido facultado pela sociedade Parques de Sintra - Monte de Luá.		<b>SECÇÕES TRANSVERSAIS DE CÁLCULO:</b> ROCHA E FERNANDES (2006) VS HIDROTÉCNICA (1995)		Estudo realizado a pedido de Parques de Sintra - Monte de Luá, S.A., no âmbito do projecto de requalificação do Palácio Nacional de Queluz.		Desenho Nº: <b>2-B</b>	
ESCALA: 1/500		CONTÉM:		Substituído por:		Substituído por:	