

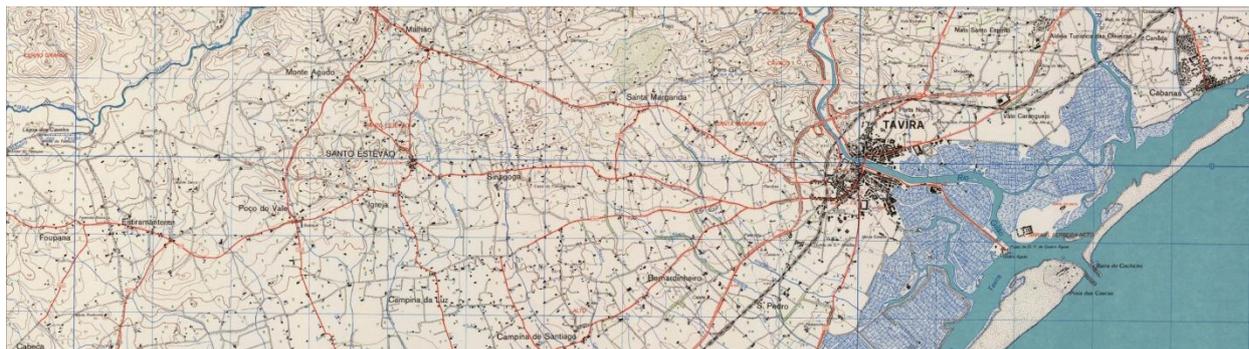


UNIVERSIDADE DE ÉVORA
ESCOLA DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

Proposta de um Sistema de Controlo de Cheias no Rio Séqua/Gilão

Análise da Eficiência na Cidade de Tavira

Jorge Miguel Baiôa Ferreira da Silva



Dissertação

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL
(HIDRÁULICA E RECURSOS HIDRICOS)

ORIENTADOR: Professora Doutora Maria Madalena Vitório Moreira Vasconcelos

CO-ORIENTADOR: Professor Mestre Rui Miguel Madeira Lança

Maio de 2012

Proposta de um Sistema de Controlo de Cheias no Rio Séqua/Gilão

Análise da Eficiência na Cidade de Tavira

Jorge Miguel Baiôa Ferreira da Silva

Dissertação

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

(HIDRÁULICA E RECURSOS HIDRICOS)

ORIENTADOR: Professora Doutora Maria Madalena Vitório Moreira Vasconcelos

CO-ORIENTADOR: Professor Mestre Rui Miguel Madeira Lança

RESUMO

Os eventos hidrológicos extremos, consequência de precipitações extremas, podem afectar a população das cidades ribeirinhas quando o caudal ultrapassa a capacidade de transporte da linha de água, inundando parcelas de terreno fora do leito normal. Na cidade de Tavira ocorre, com alguma frequência, inundação das áreas urbanas marginais ao Rio Gilão por efeito do hidrograma de cheia, originado pelas precipitações extremas, por efeito da maré ou pela ocorrência em simultâneo dos dois fenómenos.

Tendo em conta o impacto das inundações na segurança da população, dos bens materiais e do ambiente, este trabalho tem como objectivo a avaliação das inundações e a apresentação de um sistema de controlo para a cidade de Tavira. O objectivo principal é a validação de uma solução que reduza a probabilidade de ocorrência das inundações e o risco associado.

O estudo faz uma análise comparativa entre a situação actual e cinco soluções alternativas para controlo das inundações.

ABSTRACT

Proposal for Flood Control System in the River Sequa/Gilão

Analysis of the Efficiency in the City of Tavira

The extreme hydrological events, consequence of extreme precipitations, can affect the population of riverine cities when the volume exceeds the watercourse transport capacity, flooding land parcels out of the main channel. In the city of Tavira it occurs, with some frequency, flooding of the urban marginal areas to the River Gilão due to flood hydrograph effect, originated by extreme precipitations, the tide effect or the occurrence in simultaneous of the two phenomena.

Taking into account the impact of flooding on the population safety, material goods and the environment, this work aims at evaluating and presenting a flood control system for the city of Tavira. The main objective is the validation of a solution that reduces the probability of occurrence of floods and the associated risk.

The study makes a comparative analysis between the current situation and five alternatives for flood control.

PALAVRAS CHAVE

Precipitação extrema, efeito da maré, sistema para controlo de inundações, barragem, dragagem do rio.

KEYWORDS

Extreme precipitation, tide effect, flood control system, dam, river dredging.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer a todas as pessoas que contribuíram com o seu apoio técnico e científico para a elaboração desta dissertação, nomeadamente:

- À minha orientadora, a Professora Madalena Moreira, por todo o apoio técnico e científico;
- Ao Professor, Rui Lança, o meu Co-Orientador, por toda a disponibilidade, empenho e compromisso que mostrou durante a execução da dissertação e elaboração dos vários modelos computacionais;
- Ao Professor Carlos Otero, pela disponibilidade e informações acerca de descarregadores de cheia;
- À Professora Sara Madeira por toda a disponibilidade mostrada para esclarecimentos de questões relacionadas com os Sistemas de Informação Geográficos;
- Ao Departamento de Urbanismo, Projectos e Obras Municipais de Planeamento da Câmara Municipal de Tavira, por toda a informação prestada;
- Ao Instituto Hidrográfico, pela cedência dos dados relativos às marés.

Também mostro os meus sinceros agradecimentos às pessoas que contribuíram com o seu apoio pessoal para a elaboração desta dissertação, nomeadamente, aos elementos da minha família, e a minha amiga Manuela Aquino.

ÍNDICE GERAL

1 – INTRODUÇÃO	1
1.1 – Considerações iniciais	1
1.2 – Âmbito e objectivo do trabalho.....	2
1.3 – Estrutura do texto	4
2 – ESTADO DA ARTE	5
2.1 – Medidas não estruturais para controlo de inundaçõe.....	5
2.1.1 – Instrumentos de ordenamento do território	6
2.1.2 – Práticas agro-florestais	11
2.1.3 – Armazenamento de água superficial e subterrânea	13
2.1.4 – Controlo de pequenas linhas de água	14
2.1.5 – Sistemas naturais de controlo de inundaçãõ.....	15
2.1.6 – Edifícios à prova de cheia.....	15
2.1.7 – Seguro contra risco de cheia	19
2.1.8 – Previsão e alerta de cheias.....	20
2.2 – Medidas estruturais para controlo de inundações.....	23
2.2.1 – Regularização fluvial.....	23
2.2.2 – Realinhamento do canal	29
2.2.3 – Estruturas lineares.....	30
2.2.4 – Canais de derivação de caudais de cheia.....	37
2.2.5 – Barragens e bacias de retenção de água	38
2.2.6 – Estruturas costeiras	41
2.3 – Alterações climáticas	45
2.3.1 – Nível médio das águas do mar	45
2.4 – Técnicas de modelação.....	45
2.4.1 – Modelação hidrológica.....	46
2.4.2 – Modelação hidrodinâmica	46
2.5 – Amortecimento de cheia	48
3 – CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÉQUA/GILÃO	49
3.1 – Localização	49
3.2 – Descrição prévia.....	50
3.3 – Fisiografia da bacia	51
3.3.1 – Área.....	51
3.3.2 – Comprimento da linha de água	51
3.3.3 – Declive equivalente da linha de água	51
3.3.4 – Tempo de concentração	52
3.3.5 – Tempo de resposta da bacia hidrográfica	53
3.4 – Precipitação.....	53
3.5 – Tipos de solo	55

3.6 – Usos do solo.....	56
3.7 – Números de escoamento.....	57
4 – CARACTERIZAÇÃO DAS CHEIAS NO RIO SÉQUA/GILÃO.....	59
4.1 – Modelo hidrológico	59
4.1.1 – Análise de caudais	63
4.2 – Modelo hidrodinâmico.....	65
4.2.1 – Condições de fronteira.....	67
4.3 – Análise das marés.....	68
4.4 – Análise de sensibilidade	70
4.5 – Probabilidade de ocorrência de cheia.....	71
5 – SISTEMAS PARA CONTROLO DE CHEIAS NO RIO SÉQUA/GILÃO	77
5.1 – Cenário B	77
5.1.1 – Modelo hidrológico	77
5.1.2 – Probabilidade de ocorrência de cheia.....	83
5.2 – Cenário C	85
5.2.1 – Modelo hidrológico	86
5.2.2 – Probabilidade de ocorrência de cheia.....	89
5.3 – Cenário D	90
5.3.1 – Modelo hidrológico	90
5.3.2 – Modelo hidrodinâmico.....	91
5.3.3 – Probabilidade de ocorrência de cheia.....	92
5.4 – Simultaneidade de cenários.....	94
5.4.1 – Cenário E	94
5.4.2 – Cenário F.....	95
6 – CONCLUSÃO E PROPOSTAS PARA ESTUDOS FUTUROS.....	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	101
A – ANEXOS.....	107
A.1 – Hietogramas de projecto	107
A.2 – Tipos de solo.....	111
A.3 – Usos do solo	113
A.4 – Números de escoamento	115
A.5 – Perfil e secções da linha de água.....	119
A.6 – Barragens	140
A.7 – Canais e secções de escoamento.....	171

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação dos diques de acordo com o seu uso. Adaptado de FUHRMAN (2000).....	31
Tabela 3.1 – Parâmetros fisiográficos de caracterização das sub-bacias hidrográficas. Nesta tabela são apresentados os parâmetros fisiográficos para a situação actual.....	53
Tabela 3.2 – Parâmetros das curvas IDF. Parâmetros para o cálculo das intensidades de precipitação, para a região pluviométrica “A”, em função do período de retorno “T”. Adaptado de AR (1995).....	54
Tabela 4.1 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno considerado, provenientes do modelo hidrológico do Cenário A.....	63
Tabela 4.2 – Níveis de maré considerados no estudo. Observam-se os caudais que originam um escoamento com um nível de 2,50 m, numa secção imediatamente a montante da PR, em função do nível de maré considerado.....	68
Tabela 4.3 – Pares ordenados caudal/nível de maré. Observa-se que o produto das suas probabilidades de serem excedidos origina uma probabilidade de 0,01, ou seja um período de retorno de 100 anos.	70
Tabela 4.4 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	75
Tabela 5.1 – Parâmetros fisiográficos das várias sub-bacias consideradas no sistema de pequenas barragens.....	79
Tabela 5.2 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno. Relação dos caudais com o período de retorno, para o Cenário B.....	82
Tabela 5.3 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos para o fenómeno de cheia, para o Cenário B. Podem observar-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	84
Tabela 5.4 – Parâmetros fisiográficos das várias sub-bacias consideradas no sistema de grande barragem.....	86
Tabela 5.5 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno. Relação dos caudais com o período de retorno, para o Cenário C.	87
Tabela 5.6 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos para o fenómeno de cheia, para o Cenário C. Podem observar-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	89
Tabela 5.7 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno considerado, considerado no modelo hidrológico do Cenário D.	91
Tabela 5.8 – Níveis de maré considerados no estudo. Observam-se os caudais que originam um escoamento com um nível de 2,50 m, na Secção 12, em função do nível de maré considerado.....	92
Tabela 5.9 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o	

fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	93
Tabela 5.10 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	94
Tabela 5.11 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.....	96
Tabela A.1 – Classes taxonómicas dos solos da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão. Nesta tabela são apresentadas as classes taxonómicas, as descrições e as respectivas percentagens dos solos.....	111
Tabela A.2 – Tipo de uso do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.....	113
Tabela A.3 – Atribuição dos números de escoamento aos usos do solo em função do grupo hidrológico.....	115
Tabela A.4 – Classificação textural dos tipos de solos da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.....	117
Tabela A.5 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B1.....	141
Tabela A.6 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B2.....	143
Tabela A.7 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B3.....	145
Tabela A.8 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B4.....	147
Tabela A.9 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B5.....	149
Tabela A.10 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B6.....	151
Tabela A.11 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B7.....	153
Tabela A.12 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B8.....	155
Tabela A.13 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B9.....	157
Tabela A.14 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B2.....	159
Tabela A.15 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B3.....	161
Tabela A.16 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B2.....	163
Tabela A.17 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SE.B2.....	165
Tabela A.18 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SE.B3.....	167
Tabela A.19 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SG.B2.....	169
Tabela A.20 – Parâmetros de caracterização dos troços em que o escoamento se processa em canal, para o Cenário B.....	171
Tabela A.21 – Parâmetros de caracterização do troço em que o escoamento se processa em canal, para o Cenário C.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema ilustrativo do domínio público hídrico. Considerando uma linha de água, existe uma margem, contígua ao leito, cuja largura varia consoante são navegáveis ou não. A zona ameaçada por cheias é limitada pela cheia centenária. Adaptado de CARVALHO (2009)....	7
Figura 2.2 – Processo dinâmico de elaboração de um PGRH (Rodrigues, 2011).....	11
Figura 2.3 – Evolução da criação de socalcos de forma natural. A situação inicial corresponde ao primeiro perfil de solo, no qual são deixadas faixas, da cultura existente. Com a ocorrência de chuva e a consequente erosão de solo, este fica retido na faixa de cultura imediatamente a seguir. Esta situação evolui até à configuração do último perfil de solo. Adaptado de FAO (1999).....	12
Figura 2.4 – Exemplo de uma bacia para recarga de aquíferos. Observa-se a zona onde se promove a recarga das águas subterrâneas recorrendo ao espalhamento dos caudais provenientes de cheias repentinas (CAP, 2011).....	13
Figura 2.5 – Esquema de um sistema de controlo de pequenas linhas de água. Implementa-se um dique de desvio, que deriva parte ou a totalidade da água para os diques de amortecimento. A jusante são construídos diques nivelados de forma que a água se espalhe uniformemente, são criados tantos diques nivelados quanto necessários. Adaptado de BRANSON (1956).	14
Figura 2.6 – Exemplo da elevação de uma habitação. Nesta imagem é apresentada uma habitação cujos pedestais, entre as fundações e a edificação, foram aumentados, de forma a superar o nível atingido pela cheia de projecto (HAN, <i>et al.</i> , 2002).....	16
Figura 2.7 – Exemplo da aplicação da <i>Floodskirt</i> . Esta imagem elucida a aplicação de uma membrana, que numa situação normal está recolhida junto das paredes exteriores, junto ao solo. Em situação de cheia a referida membrana é estendida, conforme se observa na imagem (BBC News, 2001).	17
Figura 2.8 – Exemplo de uma habitação tipo barco, no lago <i>Union</i> , no Estado de <i>Washington</i> . Nesta imagem pode-se observar uma rede de cais, os quais são equiparados aos passeios, numa cidade corrente (handycrafuniqu, 2008).....	19
Figura 2.9 – As zonas sem coloração (Zona 1) correspondem a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia de 0,1%, as zonas de cor azul cião (Zona 2), estão associadas a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima de 0,5% e de cheia fluvial de 1,0%. A Zona 3a, que engloba a cores verde, azul e amarelo, correspondem respectivamente a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima maior que 0,5% (cor verde), a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia fluvial maior que 1,0% (cor azul) e a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima e fluvial em simultâneo maior que 0,5% (cor amarela). Finalmente a Zona 3b, na cor vermelha e considerada como uma zona funcional, a probabilidade anual de ocorrência de cheia maior que 5.0% (EA, 2011).	20
Figura 2.10 – Modelo de alerta de cheias Europeu. Neste esquema é indicado o funcionamento do sistema de alerta de cheias Europeu, o processo inicia-se com	

observações meteorológicas, as quais são computadas pelo modelo hidrológico, seguidamente são calculados os caudais de ponta de cheia e os períodos de retornos associados, e por fim é determinado o nível de alerta (EFAS, 2011).....	21
Figura 2.11 – Esquema ilustrativo dos três módulos que compõem o SVARH (RODRIGUES, <i>et al.</i> , 2003).	22
Figura 2.12 – Esquema de disposição em planta dos esporões na margem de um rio. Neste esquema observa-se a colocação de esporões, constituídos por troncos de árvores e rochas, sendo que os esporões estão colocados perpendicularmente ao sentido do escoamento. Originando, conforme se observa, zonas de velocidades mais baixas, favorecendo a deposição de material sólido. Adaptado de BARTLE (2008).	24
Figura 2.13 – Esquema dos efeitos produzidos por soleiras transversais de fundo. Pode-se observar o perfil longitudinal do rio, o qual vai, ao longo do tempo evoluir para uma situação de equilíbrio. Adaptado de BRIGHETTI, <i>et al.</i> (2001).	25
Figura 2.14 – Exemplo de aplicação de soleiras transversais de fundo junto a pontes, com o objectivo de garantir um nível adequado do leito evitando fenómenos de erosão localizada (EC, 2000).	25
Figura 2.15 – Esquema da aplicação dos painéis de fundo num troço de rio. Nesta imagem observa-se a colocação, em planta, de painéis de fundo. Estes são dispostos com um ângulo de 45°, relativamente ao sentido do escoamento, promovendo a escavação natural do canal de escoamento. Adaptado de CARDOSO (1998).	26
Figura 2.16 – Esquema dos vários leitos de uma linha de água (RFCD, 2003).	27
Figura 2.17 – Exemplo de uma fachina (INAG, 2005).....	28
Figura 2.18 – Exemplo de aplicação de colchões Reno, no fundo e margens de um canal artificial (Enrico Piolanti, Lda, 2002).	29
Figura 2.19 – Imagem do Rio <i>Middle Fork John Day</i> em <i>Galena, Oregon</i> : a) antes da intervenção de realinhamento do canal; b) após a intervenção (RDG, 2007).	30
Figura 2.20 – Esquema tipo de um dique. Adaptado de FUHRMAN (2000).	31
Figura 2.21 – Esquema dos possíveis mecanismos de rotura hidráulica de um dique: a) Situação inicial; b) Galgamento; c) Erosão interna; d) Rotura por excesso de carga; e) Erosão. Adaptado de McClatchy (2008).	32
Figura 2.22 – Exemplo de um dique em anel, “ <i>Ring Levee</i> ” (RUTH, 2011).	32
Figura 2.23 – Esquema ilustrativo de três disposições construtivas para a fundação de muros em “T” invertido: a) Base horizontal, com estacas prancha; b) Base inclinada, com estacas prancha; c) Base horizontal com dente em solo mais rijo. Adaptado de GENETTI (1989).....	33
Figura 2.24 – Esquema tipo de um muro contra inundação em “I”. Adaptado de GENETTI (1989).....	34
Figura 2.25 – Esquema tipo de um dique fusível. Adaptado de CARDOSO (1998).	35
Figura 2.26 – Imagens de estruturas de encerramento: a) Estrutura tipo portão; b) Estrutura tipo comporta (USACE, 2008a).	35
Figura 2.27 – Exemplo de aplicação de uma estação elevatória para sistemas de protecção contra inundações: a) Esquema da estação elevatória; b) localização da estação elevatória no	

sistema de protecção contra inundações. Adaptado de USACE (2008b).	36
Figura 2.28 – Imagem exemplificando o uso de diques e muros e as respectivas estruturas associadas. Aterro de estabilização contra erosão interna, comporta para promover uma abertura, dique e parede como estruturas de contenção de cheia, estação de bombagem para elevação de águas armazenadas em zona própria. Adaptado de USACE (2008b).	36
Figura 2.29 – Esquema de um canal de derivação de caudais de cheia (linha vermelha), através das vilas <i>Datchet</i> , <i>Horton</i> e <i>Wraysbury</i> , localizadas na zona baixa do Rio Tamisa, em Inglaterra (Jubilee River, 2010).	37
Figura 2.30 – Imagem de uma bacia de detenção localizada em <i>Créteil-Préfecture</i> , Paris, França (MATIAS, 2006).	38
Figura 2.31 – Esquema de uma bacia de detenção, planta e corte (WW, 2011).	39
Figura 2.32 – Esquema de um alçado de uma barragem no qual foi aplicado um descarregador com dois níveis de descarga.	40
Figura 2.33 – Imagem da barragem de <i>Duck Egg</i> , em <i>Vernon</i> no Estado de <i>Wisconsin</i> , (VC-LWCD, 2006).	40
Figura 2.34 – Imagem de uma parede de estuário, na cidade de <i>Lyttelton</i> , na Nova Zelândia (WANDERER, 2010).	42
Figura 2.35 – Imagem de um muro de mar localizado no Japão (UAF-GI, 2010).	42
Figura 2.36 – Imagem de um sistema de comportas aplicado na entrada da cidade de <i>Marina Bay</i> em Singapura (DOASM, 2010).	43
Figura 2.37 – Imagem de um abrigo para 700 pessoas, localizado em <i>Shirahama</i> Japão (UAF-GI, 2010).	44
Figura 3.1 – Enquadramento regional da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.	49
Figura 3.2 – Sub-bacias que constituem a bacia hidrográfica em estudo. Esquema que representa as três sub-bacias hidrográficas, delimitadas pela linha a verde. Observam-se também a respectiva rede hidrográfica principal e a secção de referência (círculo vermelho).	50
Figura 3.3 – Classes taxonómicas do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão. Esta figura mostra a distribuição espacial dos solos de acordo com as classes taxonómicas. Observa-se a predominância da classe de solo “Ex – Solos incipientes. Litossolos dos climas sub-húmidos e semiáridos de xistos ou grauvaques”.	56
Figura 3.4 – Classes de uso do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.	57
Figura 3.5 – Números de escoamento para cada sub-bacia considerada.	58
Figura 4.1 – Esquema representativo do HUS do NRCS. A tabela que se encontra associada ao hidrograma contém a relação entre q/q_p e a relação entre t/t_p , sendo estas relações que originam a forma curvilínea do hidrograma, (PAÇO, 2008).	60
Figura 4.2 – Modelo hidrológico que caracteriza o Cenário A. As sub-bacias da Ribeira de Alportel e da Ribeira da Asseca afluem para junção “AS_AP”, para jusante o caudal segue pelo “TROÇO 1” até a secção de controlo “SC”, para onde drena também a sub-bacia do Rio Séqua.	63
Figura 4.3 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário A, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos. As datas apresentadas correspondem ao período em que o hidrograma foi obtido.	64

Figura 4.4 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.....	65
Figura 4.5 – Localização das secções ao longo do troço de rio estudado. Esquema representativo da localização em planta das secções consideradas neste estudo, sendo a secção 25 o início do troço e a secção 1 a secção de controlo.....	66
Figura 4.6 – Implementação de uma cota de referência. Esta fotografia corresponde à secção 12, do modelo hidrodinâmico, e observa-se a consideração de um nível de referência.....	66
Figura 4.7 – Esquema representativo da determinação da probabilidade de um nível de maré ser superado.	69
Figura 4.8 – Perfis longitudinais do escoamento em superfície livre, para o período de retorno de 100 anos.	71
Figura 4.9 – Esquema representativo do cálculo da probabilidade de ocorrência de cheia.	72
Figura 4.10 – Esquema representativo da localização temporal do hidrograma de cheia e da variação do nível da maré. Neste gráfico é possível observar o hidrograma de cheia para um período de retorno de 100 anos e a variação do nível da maré durante o mesmo período de tempo.	73
Figura 4.11 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.....	75
Figura 5.1 – Modelo hidrológico do Cenário B. Neste esquema observa-se a modelação do sistema de pequenas barragens, sendo as sub-bacias escoadas para as barragens e destas o escoamento é modelado em canal para a barragem seguinte, chegando por fim à secção de controlo.	78
Figura 5.2 – Localização das secções transversais para os troços em que o escoamento se processa em canal.	81
Figura 5.3 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário B, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos.	82
Figura 5.4 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.....	83
Figura 5.5 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.....	84
Figura 5.6 – Esquema do modelo hidrológico do Cenário C. Neste esquema observam-se os vários componentes do modelo hidrológico bem como a sua ordem.....	85
Figura 5.7 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário C, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos.	88
Figura 5.8 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.....	88
Figura 5.9 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.....	90
Figura 5.10 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.....	91
Figura 5.11 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a	

subida e o actual NMM.....	93
Figura 5.12 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.....	95
Figura 5.13 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM. As curvas têm indicado o produto das duas probabilidades ($P_Q \times P_M$). ..	96
Figura 6.1 – Hidrograma de cheia, para um período de retorno de 100 anos, relativo aos vários cenários.	97
Figura 6.2 – Comparação da eficiência dos vários sistemas considerando a subida do NMM.....	98
Figura 6.3 – Curva de vazão, da secção imediatamente a montante da PR, tendo em conta o Cenário A e o Cenário D.	99
Figura A.1 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 2 anos....	107
Figura A.2 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 5 anos....	108
Figura A.3 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 10 anos..	108
Figura A.4 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 20 anos..	109
Figura A.5 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 50 anos..	109
Figura A.6 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 100 anos.	110
Figura A.7 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 1000 anos.	110
Figura A.8 – Perfil longitudinal da linha de água, para um período de retorno de 100 anos.....	119
Figura A.9 – Secção transversal 25, para um período de retorno de 100 anos.....	120
Figura A.10 – Secção transversal 24, para um período de retorno de 100 anos.....	120
Figura A.11 – Secção transversal 23, para um período de retorno de 100 anos.....	121
Figura A.12 – Secção transversal 22, para um período de retorno de 100 anos.....	121
Figura A.13 – Secção 21, Ponte EN125, montante, para um período de retorno de 100 anos. .	122
Figura A.14 – Ponte EN125, montante, para um período de retorno de 100 anos.	122
Figura A.15 – Ponte EN125, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	123
Figura A.16 – Secção 20, Ponte EN125, jusante, para um período de retorno de 100 anos.....	123
Figura A.17 – Secção transversal 19, para um período de retorno de 100 anos.....	124
Figura A.18 – Secção 18, Ponte de Santa Maria, montante, para um período de retorno de 100 anos.	124
Figura A.19 – Ponte de Santa Maria, montante, para um período de retorno de 100 anos.....	125
Figura A.20 – Ponte de Santa Maria, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	125
Figura A.21 – Secção 17, Ponte de Santa Maria, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	126
Figura A.22 – Secção 16, Ponte de São Tiago, montante, para um período de retorno de 100 anos.	126
Figura A.23 – Ponte de São Tiago, montante, para um período de retorno de 100 anos.....	127
Figura A.24 – Ponte de São Tiago, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	127
Figura A.25 – Secção 15, Ponte de São Tiago, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	128
Figura A.26 – Secção transversal 14, para um período de retorno de 100 anos.....	128

Figura A.27 – Secção transversal 13, para um período de retorno de 100 anos.....	129
Figura A.28 – Secção 12, PR, montante, para um período de retorno de 100 anos.	129
Figura A.29 – PR, montante, para um período de retorno de 100 anos.	130
Figura A.30 – PR, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	130
Figura A.31 – Secção 11, PR, jusante, para um período de retorno de 100 anos.....	131
Figura A.32 – Secção 10, Ponte Militar, montante, para um período de retorno de 100 anos....	131
Figura A.33 – Ponte Militar, montante, para um período de retorno de 100 anos.	132
Figura A.34 – Ponte Militar, jusante, para um período de retorno de 100 anos.....	132
Figura A.35 – Secção 9, Ponte Militar, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	133
Figura A.36 – Secção 8, Açude, montante, para um período de retorno de 100 anos.	133
Figura A.37 – Açude, montante, para um período de retorno de 100 anos.....	134
Figura A.38 – Açude, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	134
Figura A.39 – Secção 7, Açude, jusante, para um período de retorno de 100 anos.	135
Figura A.40 – Secção transversal 6, para um período de retorno de 100 anos.....	135
Figura A.41 – Secção 5, Ponte dos Descobrimientos, montante, para um período de retorno de 100 anos.	136
Figura A.42 – Ponte dos Descobrimientos, montante, para um período de retorno de 100 anos.	136
Figura A.43 – Ponte dos Descobrimientos, jusante, para um período de retorno de 100 anos...	137
Figura A.44 – Secção 4, Ponte dos Descobrimientos, montante, para um período de retorno de 100 anos.	137
Figura A.45 – Secção transversal 3, para um período de retorno de 100 anos.....	138
Figura A.46 – Secção transversal 2, para um período de retorno de 100 anos.....	138
Figura A.47 – Secção transversal 1 (secção de controlo), para um período de retorno de 100 anos.	139
Figura A.48 – Alçado principal tipo dos descarregadores usados nas várias barragens.	140
Figura A.49 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B1.	141
Figura A.50 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B1.	142
Figura A.51 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B2.	143
Figura A.52 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B2.	144
Figura A.53 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B3.	145
Figura A.54 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B3.	146
Figura A.55 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B4.	147
Figura A.56 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B4.	148
Figura A.57 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B5.	149
Figura A.58 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B5.	150
Figura A.59 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B6.	151
Figura A.60 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B6.	152
Figura A.61 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B7.	153
Figura A.62 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B7.	154
Figura A.63 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B8.	155

Figura A.64 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B8.	156
Figura A.65 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B9.	157
Figura A.66 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B9.	158
Figura A.67 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.	159
Figura A.68 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.	160
Figura A.69 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.	161
Figura A.70 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.	162
Figura A.71 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.	163
Figura A.72 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.	164
Figura A.73 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B2.	165
Figura A.74 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SE.B2.	166
Figura A.75 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B3.	167
Figura A.76 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SE.B3.	168
Figura A.77 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B3.	169
Figura A.78 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SG.B2.	170
Figura A.79 – Secção de escoamento do canal AP.T6, do modelo hidrológico do Cenário B.	172
Figura A.80 – Secção de escoamento do canal AP.T5, do modelo hidrológico do Cenário B.	172
Figura A.81 – Secção de escoamento do canal AP.T3 e AP.T4, do modelo hidrológico do Cenário B.	172
Figura A.82 – Secção de escoamento do canal AP.T2, AP.T7, AP.T8 e AP.T9, do modelo hidrológico do Cenário B.	173
Figura A.83 – Secção de escoamento do canal AS.T3 e AS.T4, do modelo hidrológico do Cenário B.	173
Figura A.84 – Secção de escoamento do canal AS.T2, SE.T2 e SE.T3, relativo ao modelo hidrológico do Cenário B.	173
Figura A.85 – Secção de escoamento do canal SG.T2, do modelo hidrológico do Cenário C. ...	174

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Considerações iniciais

De uma forma geral e um pouco por todo o mundo as comunidades tendem a fixar-se junto aos rios, preferencialmente nas zonas dos estuários, causando uma forte ocupação destas áreas. Este fenómeno é justificado pela facilidade de abastecimento e de transporte ao longo do rio e pela proximidade às melhores terras agrícolas, situadas nas férteis planícies de inundação (CARVALHO, 2009). Na ausência de políticas de ordenamento do território este fenómeno pode tomar grandes dimensões e difíceis de controlar.

Em Portugal este fenómeno ocorreu um pouco por todo o território nacional até à implementação do Decreto-Lei n.º 468/71 de 5 de Novembro. Este documento cria a nova figura jurídica “zona adjacente” a uma linha de água. Zona adjacente é a faixa que se estende desde a margem da linha de água até ao limite inundado durante uma cheia centenária. A Lei 54/2005 de 15 de Novembro, designada de Lei da Titularidade dos Recursos Hídricos, revoga parcialmente o Decreto-Lei referido anteriormente, revendo a classificação de zona adjacente como a zona ameaçada pelo mar e pelas inundações e, sujeitando-a a restrições de utilidade pública.

Mais recentemente, o Decreto-Lei n.º 115/2010 de 22 de Outubro, transposição da Directiva 2007/60/CE, do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Outubro, para a ordem jurídica interna, estabelece um quadro de referência para a avaliação e gestão dos riscos de inundação. Este documento tem como principal objectivo reduzir as consequências associadas às inundações prejudiciais para a saúde humana, incluindo perdas humanas, o ambiente, o património cultural, as infraestruturas e as actividades económicas.

A cidade de Tavira é um exemplo da fixação da população na zona ribeirinha, em que uma grande parte desta zona da cidade está incluída na zona adjacente ao rio Gilão, estando assim uma grande parte do edificado e dos habitantes sujeitos à ocorrência de inundações e respectivos efeitos (ISIDORO, *et al.*, 2008). De acordo com o Decreto-Lei n.º 46/94 de 22 de Fevereiro, é possível ter a noção que uma grande parte das construções implantadas na zona adjacente ao rio Gilão estão numa situação irregular, não tendo sido feito o devido planeamento e ordenamento do território, resultado de anteriores inundações fluviais e marítimas.

Numa visão puramente hidrológica, uma situação de cheia numa linha de água ocorre cada vez que um fenómeno de precipitação tem a capacidade de produzir um escoamento superficial directo, originando um hidrograma de cheia. Porém, tendo em conta o senso comum, da

maioria das pessoas, uma cheia está associada a uma inundação dos respectivos terrenos circundantes e à eventualidade de danos físicos e prejuízos materiais. Estas últimas cheias podem ser divididas, segundo a sua dimensão. As pequenas cheias, têm uma zona perfeitamente localizada, com uma zona de inundação reduzida e poucos ou nenhuns danos causados, por outro lado existem as grandes cheias, com grandes áreas inundadas e prejuízos de grande dimensão (LENCASTRE, *et al.*, 2010). Refere-se ainda, que as cheias podem ser de origem marítima, devido ao efeito da maré, sendo os períodos de preia-mar especialmente relevantes para este tipo de cheia, agravados ainda pela subida do nível médio das águas do mar. Com o objectivo de elaborar uma correspondência da descrição anterior e o problema a tratar neste trabalho, são indicadas a cheias que ocorrem várias vezes por ano, devido a períodos de precipitação, isoladamente ou em conjunto com períodos de marés altas, e as cheias que surgem com menos frequência, mas com mais magnitude, como foram a cheia de 3 de Dezembro de 1989 e a cheia de 22 de Dezembro de 2000.

Analisando o impacto das cheias é necessário considerar duas vertentes; uma vertente, com uma grande componente biofísica, benéfica para as práticas agrícolas, originando uma recarga de sedimentos nos solos de aluvião em conjunto com uma recarga dos aquíferos e outra vertente com elevados impactos socioeconómicos, nomeadamente, perda de vidas, afectação do património cultural e das várias actividades comerciais, por danos materiais e incapacidade temporária de geração de riqueza. Em Tavira é possível identificar zonas distintas onde ocorrem as duas vertentes dos efeitos das inundações considerados; uma zona, a montante da zona de estudo, contemplando uma vasta área de cultura de citrinos e produtos hortícolas e a zona proposta para este trabalho que é a zona ribeirinha da cidade de Tavira. Durante a cheia de 3 de Dezembro de 1989 a Ponte Romana (PR), com elevado valor histórico, foi danificada tendo tido a sua reabilitação um avultado custo monetário para o estado. Foram registados muitos custos económicos para o comércio local e observados muitos custos sociais, pois nessa altura a PR era a única travessia do Rio Gilão, na cidade de Tavira.

1.2 – Âmbito e objectivo do trabalho

Este trabalho tem como objectivo elaborar um estudo sobre um sistema de controlo de inundações, sendo a sua eficiência avaliada em função da capacidade do sistema reduzir a probabilidade de ocorrência de inundações das zonas adjacentes, nomeadamente na zona ribeirinha de Tavira. Desta forma são considerados os seguintes cenários:

- Cenário A, a solução actualmente implementada na bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão e que é considerada a situação de referência – *Status Quo*;
- Cenário B, que considera a construção de um sistema composto por pequenas barragens, distribuídas de forma estratégica por toda a bacia hidrográfica;

- Cenário C, prevê a construção de um sistema composto por uma grande barragem, numa zona a montante do troço de rio estudado;
- Cenário D, que contempla a dragagem do troço do Rio Séqua/Gilão que é analisado neste trabalho;
- Cenário E, que considera a simultaneidade do Cenário B e do Cenário D;
- Cenário F, que considera a simultaneidade do Cenário C e do Cenário D.

Para proceder à comparação da eficiência dos vários cenários, neste trabalho foram consideradas duas variáveis: Os fenómenos de precipitação e o efeito da maré. A primeira variável considerou-se de forma distribuída por toda a bacia hidrográfica e com uma duração igual ao maior tempo de concentração. Posteriormente foi obtido um caudal contabilizado como uma condição de fronteira a montante do troço de rio estudado. Por outro lado o efeito da maré foi considerado nos seus vários níveis de referência e apenas é tido em conta como uma condição de fronteira de jusante do troço estudado, a secção de controlo.

Na análise que foi elaborada aos dois fenómenos descritos anteriormente, em simultâneo, considerou-se uma cota de referência para o nível da água escoada pelo troço de rio analisado. Foi imposta uma cota máxima, de 2,50 m, que o nível da água poderia atingir, imediatamente a montante da PR. Esta cota corresponde a cerca de 0,20 m acima da cota da muralha junto ao Mercado da Ribeira em plena zona ribeirinha da cidade de Tavira. Este nível imposto, quando atingido, corresponde a um cenário de inundação, embora de pequena dimensão. Considera-se admissível este nível atingido pela água durante um cenário de cheia, pois dificilmente poderá pôr em risco vidas humanas e os danos materiais serão muito reduzidos e localizados numa zona muito restrita da cidade. Refere-se ainda, que esta cota foi escolhida, com a noção de que as cheias não podem ser evitadas, mas sim mitigados os impactos das possíveis inundações.

Tendo como base a cota de referência mencionada anteriormente, foram estudados os comportamentos dos dois modelos hidrodinâmicos, o primeiro relativo ao Cenário A e o segundo relativo ao Cenário D. Obteve-se desta forma uma curva de comportamento, em que se relaciona o caudal escoado em função dos níveis de maré considerados.

Por outro lado os dois modelos hidrológicos criados, correspondentes aos Cenários B e C, foram ajustados de forma a causarem o máximo amortecimento da cheia, em função do período de retorno da precipitação de 100 anos. O ajuste referido foi conseguido através da escolha das dimensões dos descarregadores das várias barragens consideradas, nos vários cenários. Obteve-se um estudo que relaciona os períodos de retorno com os caudais máximos produzidos por cada um dos modelos hidrológicos.

Considerando as análises referidas anteriormente, a primeira, relativa aos modelos hidrodinâmicos, que relaciona a capacidade de vazão do canal em função do período de retorno do nível de maré, e a segunda relativa, aos modelos hidrológicos, que relaciona o período de retorno da precipitação com o caudal de ponta, elaborou-se um estudo da determinação da probabilidade de ocorrência de cheia. O estudo assenta no princípio dos

acontecimentos independentes, sendo consideradas as probabilidades de acontecimento dos dois factores em simultâneo sejam excedidos, ou seja a probabilidade de que um determinado nível da maré seja excedido e a probabilidade que um determinado caudal seja excedido. Obtém-se a probabilidade do acontecimento simultâneo, sendo esta probabilidade o termo comparativo da análise da eficiência dos vários sistemas de controlo de cheias, na cidade de Tavira.

1.3 – Estrutura do texto

O texto encontra-se estruturado em seis capítulos:

No Capítulo 2 – *Estado da arte*, elabora-se uma pesquisa bibliográfica acerca das medidas mais utilizadas no controlo de cheias. Abordam-se os temas do ordenamento do território, das medidas não estruturais e medidas estruturais mais utilizadas no controlo de cheias. Também são feitas referências às alterações climáticas, às técnicas de modelação e ao amortecimento de cheia.

No Capítulo 3 – *Caracterização da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão*, procede-se à determinação de todos os parâmetros necessários para a implementação do modelo hidrológico do Cenário A, no programa *Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS).

No Capítulo 4 – *Caracterização das cheias no Rio Séqua/Gilão*, implementam-se os modelos, hidrológico no programa HEC-HMS e hidrodinâmico no programa *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS).

No Capítulo 5 – *Sistemas para controlo de cheias no rio Séqua/Gilão*, são criados os modelos relativos aos diferentes cenários, considerando as medidas de controlo de cheias correspondentes a cada cenário. São, ainda, apresentados e analisados os resultados da modelação dos diferentes cenários.

No Capítulo 6 – *Conclusão e propostas de para trabalhos futuros*, são apresentadas as principais conclusões acerca dos vários sistemas e são propostos trabalhos futuros.

2 – ESTADO DA ARTE

Neste capítulo é apresentado o estado da arte sobre os métodos ou sistemas que têm vindo a ser aplicados no controlo de cheias em rios. A pesquisa incide em instrumentos de ordenamento do território, medidas não estruturais e medidas estruturais. São ainda, apresentados alguns dos perigos e ameaças, como seja o impacto das alterações climáticas, nomeadamente a subida do Nível Médio das Águas do Mar (NMM) com elevado interesse na modelação hidráulica das inundações de origem marítima. Finalmente, é apresentado um resumo sistemático das aplicações informáticas disponíveis para simulação do comportamento hidrológico da bacia hidrográfica, do comportamento hidráulico de um dado troço de um curso de água e finalmente são elaboradas referências ao amortecimento de cheia em barragens.

2.1 – Medidas não estruturais para controlo de inundação

Em Portugal, após as cheias Novembro de 1983, as quais afectaram com grande incidência a zona de Lisboa, foi criado um grupo de trabalho com o objectivo de proceder à análise das causas e efeitos e medidas a adoptar. Desta análise concluiu-se que as cheias são devidas, em grande parte, ao aumento das áreas impermeabilizadas e à obstrução das áreas contíguas aos cursos de água pela ocupação urbana. Dos vários trabalhos efectuados observa-se a necessidade implementação de práticas de regularização fluvial e também evitar a ocupação urbana das áreas contíguas aos cursos de água ameaçadas pelas cheias (AR, 1987).

Tendo como base a informação anterior, foi revisto o Decreto-Lei n.º 468/71, de 5 de Novembro sendo as suas alterações impostas pelo Decreto-Lei n.º 89/87 de 26 de Fevereiro. Neste seguimento vão ser descritas algumas medidas, que de certa forma se enquadram na regulamentação referida anteriormente.

Tendo em conta o referido em SMITH, *et al.* (1998), apresentam-se as seguintes medidas não estruturais:

- Instrumentos de ordenamento do território;
- Práticas agro-florestais;
- Armazenamento de água superficial e subterrânea;
- Controlo de pequenas linhas de água;
- Sistemas naturais para controlo de inundações.

Segundo FILHO, *et al.* (2000), as medidas não-estruturais, são maioritariamente de carácter preventivo, proporcionando uma melhor relação entre os habitantes das zonas inundadas e os

fenómenos hidrológicos. Estas medidas podem ser agrupadas em vários tipos:

- Edifícios à prova de cheia;
- Seguro contra risco de cheia;
- Previsão e alerta de cheia.

2.1.1 – Instrumentos de ordenamento do território

Segundo CARVALHO (2009), os instrumentos legislativos de ordenamento do território que têm capacidade de controlo de cheias são os seguintes:

- Domínio Público Hídrico;
- Reserva Ecológica Nacional (REN);
- Planos de Bacia Hidrográfica (PBH);
- Lei da Água;
- Directiva Europeia Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações (DAGRI).

Em seguida é feita uma breve descrição de cada um dos instrumentos legislativos de ordenamento do território, propostos por CARVALHO (2009), focando a informação relevante para a temática do controlo de cheias.

No final deste tópico é feita referência aos Planos de Gestão de Região Hidrográfica (PGRH), os quais ainda estão em fase de desenvolvimento.

Domínio Público Hídrico

O Domínio Público Hídrico constitui um dos conceitos fundamentais na gestão da água em Portugal. Recentemente, o seu regime foi revisto e unificado, pela Lei n.º 54/2005, de 15 de Novembro, onde foi estabelecida a titularidade dos recursos hídricos (Leito, Margem e Zona Adjacente). Sendo que esta lei apresenta-se como base para a definição da jurisdição e tutela das entidades responsáveis pela gestão dos cursos de água e zona envolvente.

A figura de Zona Adjacente, definida como a área contígua à margem de um rio que se estenda até à linha alcançada pela maior cheia que se produza no período de retorno de 100 anos. Fica, desta forma, sujeita a restrições de utilidade pública, com o objectivo de controlar o processo de edificação nessas zonas e a actuar, de forma preventiva, sobre o avanço das

águas do mar e a ocorrência de cheias.

Deste modo, consideram-se como pertencentes ao Domínio Público Hídrico os leitos e as margens das águas do mar, assim como quaisquer águas navegáveis ou fluviáveis, bem como os leitos e as margens de águas não-navegáveis nem fluviáveis que atravessassem terrenos públicos do Estado.

Neste documento, a definição de zona ameaçada por cheias, designada como Zona Adjacente, define-se como a área contígua à margem de um curso de água, e que se estende até à linha alcançada pela maior cheia, com probabilidade de ocorrência de 100 anos (Figura 2.1).

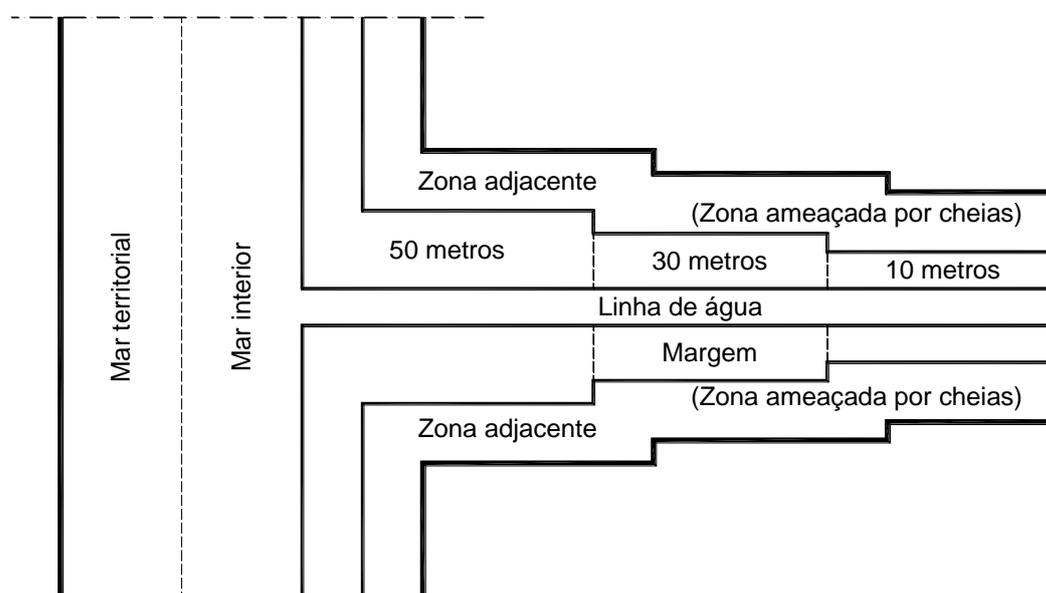


Figura 2.1 – Esquema ilustrativo do domínio público hídrico. Considerando uma linha de água, existe uma margem, contígua ao leito, cuja largura varia consoante são navegáveis ou não. A zona ameaçada por cheias é limitada pela cheia centenária. Adaptado de CARVALHO (2009).

Reserva Ecológica Nacional

A REN, criada 1983, e em vigor através do Decreto-Lei n.º 166/2008, de 22 de Agosto, contribui de forma activa para proteger os recursos naturais, especialmente a água e o solo, salvaguardando os processos indispensáveis a uma boa gestão do território.

O regime jurídico da REN do Decreto-Lei n.º 166/2008 define-a como uma restrição de utilidade pública, estabelecendo um conjunto de condicionamentos à ocupação, uso e transformação do solo. Constituinte áreas relevantes para a sustentabilidade do ciclo hidrológico terrestre (leitos

e nas margens dos cursos de água abrangidos pela REN), não podem ser realizados os usos e as acções que coloquem em causa, cumulativamente, entre outras, as seguintes funções:

- Assegurar a funcionalidade hidráulica e hidrológica dos cursos de água;
- Prevenção das situações de risco de cheias, impedindo a redução da secção de vazão e evitando a impermeabilização dos solos.

A delimitação das zonas ameaçadas pelas cheias deve incluir as áreas susceptíveis de inundação causada por transbordo da água do leito de rios e cursos de água devido à ocorrência de caudais elevados, identificados através de modelação hidrológica e hidráulica que permita o cálculo das áreas inundáveis para um período de retorno de pelo menos 100 anos, da observação de marcas ou registos de eventos históricos e de dados cartográficos e de critérios fisiográficos, pedológicos e topográficos.

Para além das restrições já mencionadas, relativas à sustentabilidade do ciclo hidrológico, em zonas ameaçadas pelas cheias, não podem ser realizados os usos e acções que coloquem em causa, cumulativamente, as seguintes funções:

- Prevenção e redução do risco, garantindo a segurança de pessoas e bens;
- Garantia das condições naturais de infiltração e retenção hídricas;
- Regulação do ciclo hidrológico pela ocorrência dos movimentos de transbordo e de retorno das águas;
- Manutenção da fertilidade e capacidade produtiva dos solos inundáveis.

Planos de Bacia Hidrográfica

Os PBH foram instituídos pelo Decreto-Lei n.º 45/94, de 22 de Fevereiro, e constituem um quadro de considerações mais adequado das medidas regulamentares de conservação dos corredores fluviais, integradas com outros objectivos de gestão de recursos hídricos, de forma a regular o processo de planeamento, elaboração e aprovação dos mesmos.

O presente Decreto-Lei tem, assim, por objectivos gerais a valorização, a protecção e a gestão equilibrada dos recursos hídricos nacionais, assegurando a sua harmonização com o desenvolvimento regional e sectorial através da economia do seu emprego e racionalização dos seus usos.

Os PBH, elaborados ao abrigo do Decreto-Lei em questão, abrangem quinze bacias hidrográficas entre elas a bacia hidrográfica do Guadiana e Ribeiras do Algarve. O seu conteúdo é constituído obrigatoriamente pelo diagnóstico, inventário e análise da situação actual, definição dos objectivos ambientais a prazo, proposta de medidas e acções, análise de

cenários alternativos com definição de prioridades e programação física, financeira e institucional.

Lei da Água

A publicação da Lei n.º 58/2005, de 29 de Dezembro, veio transpor para a ordem jurídica nacional a Directiva n.º 2000/60/CE, do Parlamento e Conselho Europeu, de 23 de Outubro, e estabelecer as bases e o quadro institucional para a gestão sustentável das massas de águas.

A Lei da Água, ao estabelecer o enquadramento para a gestão das águas superficiais, nomeadamente as águas interiores, de transição e costeiras, define como objectivos orientadores, entre outros, mitigar os efeitos das inundações e das secas.

Aplicando-se à totalidade dos recursos hídricos, a actual Lei da Água abrange, além das águas, os respectivos leitos e margens, bem como zonas adjacentes, zonas de infiltração máxima e zonas protegidas e zona ameaçada pelas cheias sendo uma área contígua à margem de um curso de água que se estenda até à linha alcançada pela cheia com período de retorno de 100 anos ou pela maior cheia conhecida.

Directiva Europeia Avaliação e Gestão dos Riscos de Inundações

A Directiva Europeia 2007/60/CE, de 23 de Outubro, surge após vários anos de discussão e de episódios constantes de inundações, um pouco por toda a Europa. Entre 1998 e 2004 registaram-se mais de 100 cheias preocupantes, cerca de 700 mortes, meio milhão de pessoas afectadas e 25 mil milhões de euros em perdas económicas¹.

Esta Directiva, transposta para o direito nacional pelo Decreto-lei 115/2010 de 22 de Outubro, aponta para o estabelecimento, por parte de que cada Estado-Membro, de um quadro para a avaliação e gestão dos riscos de inundações, reduzindo as consequências ao nível da saúde humana, do ambiente, do património cultural e das actividades económicas.

O risco de inundações, neste caso, é tido como a “combinação da probabilidade de inundações e das potenciais consequências prejudiciais” para os diversos sectores da sociedade civil. A Avaliação Preliminar dos Riscos de Inundações (APRI) é realizada a fim de fornecer uma

¹ Emergency Events Database: www.emdat.be

estimativa dos riscos potenciais com base em informações disponíveis, nomeadamente estudos e registos, devendo incluir:

- Carta da região hidrográfica à escala apropriada (limites das bacias, sub-bacias e das zonas costeiras, dados topográficos, tipo e uso do dos solos);
- Descrição das inundações anteriores, causadoras de impactos negativos relevantes e com elevada probabilidade de ocorrência;
- Avaliação das potenciais consequências prejudiciais das futuras inundações, tendo em conta a topografia, a posição dos cursos de água, as características hidrológicas e fisiográficas, a eficácia das infra-estruturas para a protecção contra inundações, e a localização das zonas povoadas e das actividades económicas.

Com base na APRI, são definidas as zonas com Riscos Potenciais de Inundações.

No cumprimento da Directiva, todos os Estados-Membros estão obrigados a elaborar cartas de zonas inundáveis e de cartas de risco de inundação, relativas às zonas com riscos potenciais.

Cada cenário deverá ter em atenção os elementos referentes à extensão da inundação, profundidade ou nível da água, velocidade ou caudal.

As cartas de risco de inundação têm como principal objectivo indicarem as potenciais consequências prejudiciais associadas às inundações:

- Número de habitantes afectados;
- Tipo de actividade económica afectada;
- Instalações que possam causar poluição accidental, numa situação de inundação;
- Outras informações que os Estados-Membros achem relevantes como situação potencialmente prejudicial numa inundação.

A partir das cartas referidas, serão produzidos os Planos de Gestão dos Riscos de Inundações (PGRI), coordenados a nível da Região Hidrográfica ou da Unidade de Gestão.

Os PGRI devem abranger todos os aspectos da gestão do hidrograma de cheia estimado nos rios sujeitos a precipitações extremas e a inundações provocadas pelo mar, centrando-se na prevenção, protecção e preparação, incluindo sistema de previsão e de alerta precoce, tendo em conta as características de cada bacia.

Planos de Gestão de Região Hidrográfica

Segundo ARH - Algarve (2012) e de acordo com a Lei da Água, o Estado tem de instituir um sistema de planeamento e gestão integrados das águas, adaptado às características próprias

das bacias e regiões hidrográficas.

Nesse sentido, o planeamento das águas assenta num conjunto de objectivos cuja concretização depende do desenvolvimento e implementação de diversos instrumentos. Nesse âmbito, os PGRH posicionam-se a um nível intermédio, entre as directrizes inscritas no Plano Nacional da Água (PNA) e eventuais aspectos complementares, de âmbito sub-regional ou temático/sectorial, formulados em sede de Planos Específicos de Gestão das Águas (PEGA), nos quais se incluem medidas de protecção e valorização dos recursos hídricos (ARH - Algarve, 2012).

Na Lei da Água, é estabelecida a região hidrográfica como a unidade principal de planeamento e gestão das águas, tendo por base a bacia hidrográfica, motivo pelo qual os PGRH, no âmbito de cada região hidrográfica, devem ser elaborados numa perspectiva integrada, que tem por base a região hidrográfica (ARH - Algarve, 2012).

À semelhança dos restantes planos de ordenamento do território os PGRH têm que ser baseados em processos contínuos e dinâmicos, adaptando-se a novas aspirações e procuras (Figura 2.2).

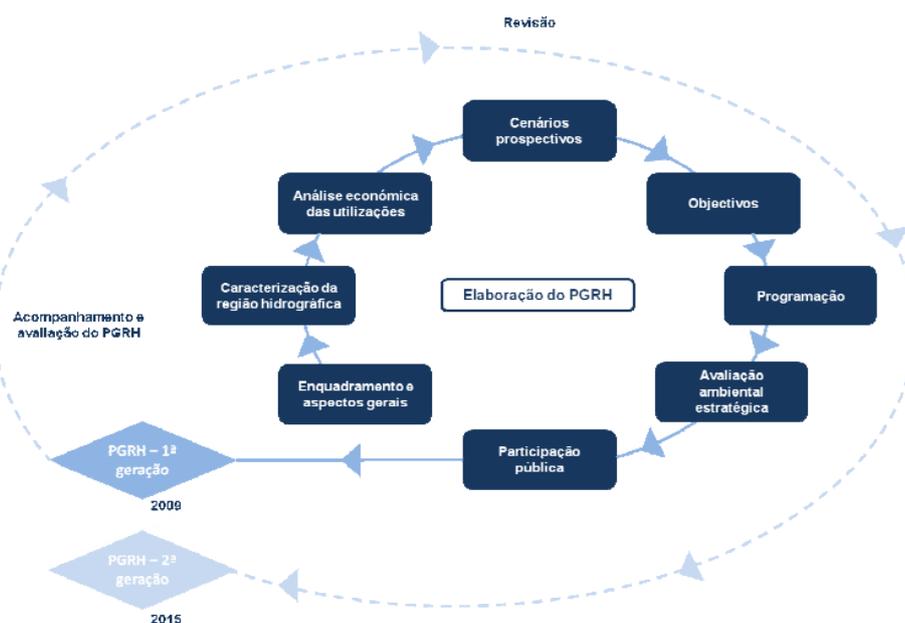


Figura 2.2 – Processo dinâmico de elaboração de um PGRH (Rodrigues, 2011).

2.1.2 – Práticas agro-florestais

Segundo SMITH, *et al.* (1998), e tendo em conta o referido acerca da implementação de socalcos e lavoura segundo as curvas de nível, pode-se dizer que são muito efectivos no

controlo do escoamento superficial e da erosão de solo na bacia hidrográfica. Este tipo de práticas agrícolas cria uma diminuição do declive das vertentes, facilitam a infiltração de água no solo. Contribuindo desta forma para a redução do caudal de ponta de cheia.

Segundo o referido em FAO (1999), a implementação de socalcos pode ser feita de forma natural, sendo esta técnica denominada de faixas vegetativas naturais (Figura 2.3). Este processo inicia-se, durante a lavoura, deixando umas faixas de erva com cerca de 0,5 m, segundo as curvas de nível, espaçadas cerca de 6 a 10 m umas das outras. Com a ocorrência das chuvas a água arrasta o solo erodido que se deposita a montante das respectivas faixas. Desta forma ao longo dos anos os socalcos vão cada vez mais ficando marcados no terreno.

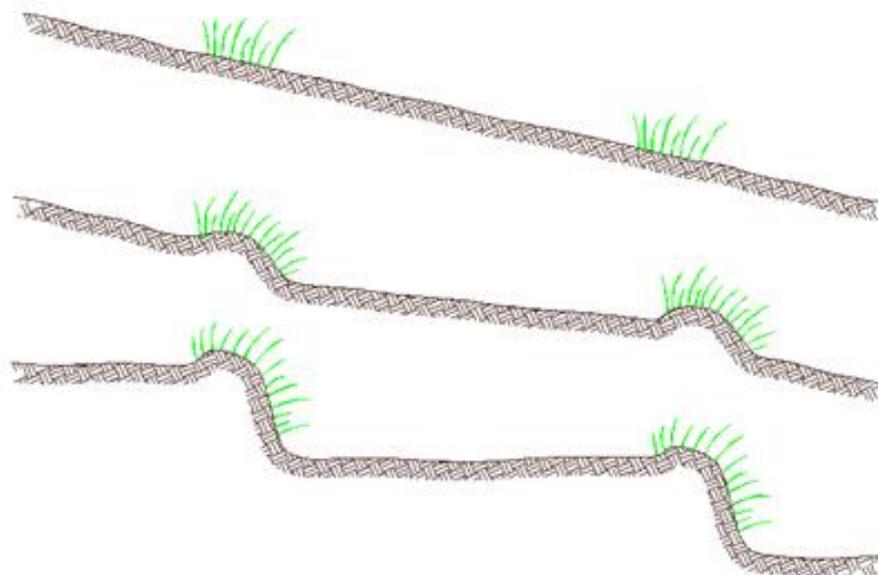


Figura 2.3 – Evolução da criação de socalcos de forma natural. A situação inicial corresponde ao primeiro perfil de solo, no qual são deixadas faixas, da cultura existente. Com a ocorrência de chuva e a consequente erosão de solo, este fica retido na faixa de cultura imediatamente a seguir. Esta situação evolui até à configuração do último perfil de solo. Adaptado de FAO (1999).

Relativamente a práticas agrícolas que envolvam pastagens e cobertura vegetal refere-se o descrito em SMITH, *et al.* (1998). Este autor aponta para o facto de que os padrões de cultivo podem ser técnicas muito importantes para evitar que o solo fique a descoberto durante os períodos de maior precipitação. Refere-se que o escoamento superficial pode ser reduzido em cerca de dois terços no caso de se cultivar os cumes dos montes com milho. No caso da cobertura vegetal, a alfafa tem proporcionado um controlo efectivo contra a erosão do solo. Além disso este tipo de culturas promove um aumento de matéria orgânica no solo o que protege o mesmo contra a acção dinâmica das gotas de chuva.

Relativamente à cobertura florestal refere-se o indicado em MMA (1998). Aqui é indicado um exemplo do *National Resources Conservation Service* (NRCS) que aponta para o facto de se conseguir reduzir o caudal de ponta de cheia em 59% e o volume total escoado em 65% numa bacia revestida de cobertura florestal relativamente à mesma bacia utilizada para a agricultura.

2.1.3 – Armazenamento de água superficial e subterrânea

A retenção de água superficial e subterrânea tem, segundo SMITH, *et al.* (1998) efeitos benéficos para jusante, durante uma cheia. Este tipo de bacias retenção, muito utilizadas para fins agrícolas, pode ser criado formando lagoas. Estas lagoas são classificadas quanto à sua localização. Desta forma podem ser lagoas no seio do escoamento, lagoas fora do canal de escoamento. Como exemplo deste tipo de intervenção é indicada a cidade Australiana de Adelaide onde foram criadas algumas lagoas com vários objectivos entre outros, o controlo de cheias e o de recarga de aquíferos (WWA, 2011).

Relativamente ao armazenamento de águas subterrâneas refere-se esta técnica só deve ser aplicada em climas semi-áridos ou áridos. Nestas zonas, com precipitações compreendidas entre os 250 mm e os 500 mm, os caudais provenientes de cheias repentinas, podem ser desviados por canais de drenagem e espalhados pelas curvas de nível para aumentar a infiltração. Como exemplo deste tipo de intervenção é indicado o sistema de recarga denominado *Água Fria Recharge Project*, localizado próximo de *Peoria*, Estado do Arizona (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Exemplo de uma bacia para recarga de aquíferos. Observa-se a zona onde se promove a recarga das águas subterrâneas recorrendo ao espalhamento dos caudais provenientes de cheias repentinas (CAP, 2011).

2.1.4 – Controlo de pequenas linhas de água

Os diques para efeitos de espalhamento de água são uma forma de controlo de cheias e do fenómeno de erosão do solo. Segundo UNEP (2002) esta técnica consiste em criar um primeiro dique, denominado de dique de desvio, que efectua o desvio da linha de água do seu curso natural. Depois são criados, a jusante do fluxo, diques de amortecimento, e ainda diques para promover o espalhamento da água pela zona a tratar. Segundo SMITH, *et al.* (1998), os diques referidos anteriormente são, regra geral, de pequenas dimensões e podem ser executados com pedra arrumada de forma manual.

Seguidamente é apresentado um esquema de um sistema de diques com o objectivo de controlo de pequenas linhas de água, sendo o principal objectivo desta técnica, o abrandamento da velocidade de escoamento, e a promoção da infiltração da água de escorrência superficial para os lençóis freáticos (Figura 2.5).

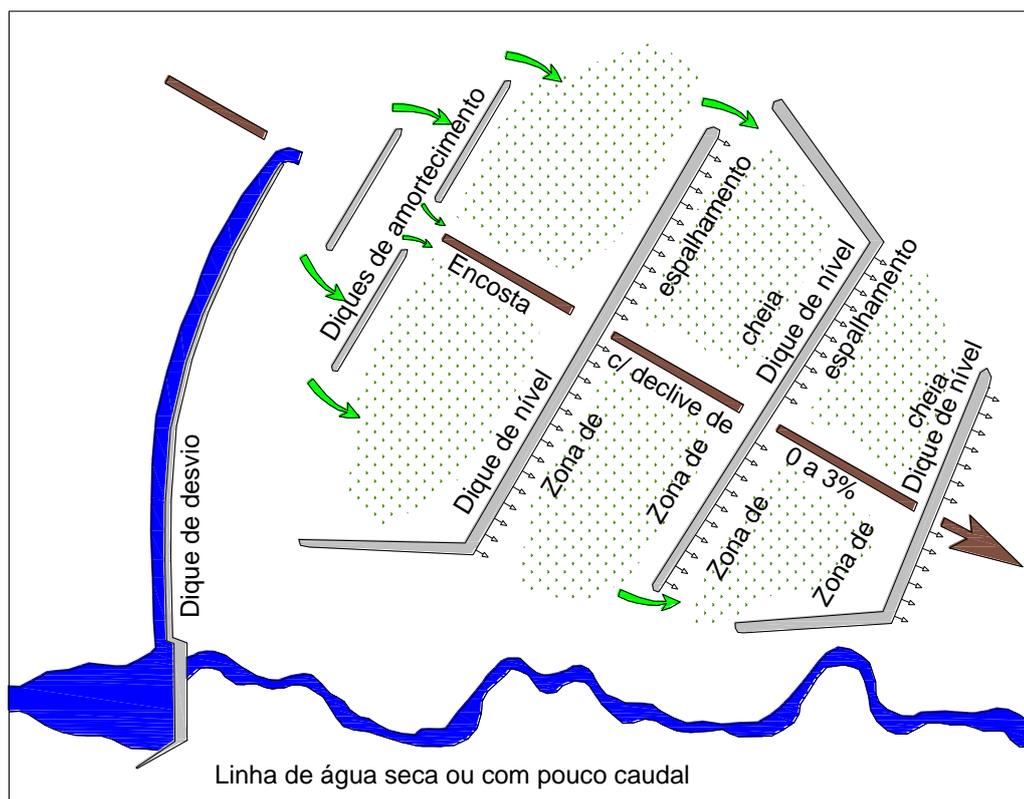


Figura 2.5 – Esquema de um sistema de controlo de pequenas linhas de água. Implementa-se um dique de desvio, que deriva parte ou a totalidade da água para os diques de amortecimento. A jusante são construídos diques nivelados de forma que a água se espalhe uniformemente, são criados tantos diques nivelados quanto necessários. Adaptado de BRANSON (1956).

2.1.5 – Sistemas naturais de controlo de inundação

Neste ponto consideram-se as dunas, ilhas barreira e sapais como sistemas naturais de controlo de inundação. Estes sistemas possuem características para a mitigação dos efeitos da inundação de origem marítima, criando uma barreira natural para a redução da energia das ondas.

Segundo SMITH, *et al.* (1998), as zonas intertidais são de extrema importância para a prevenção de inundação e conservação da natureza, sendo que os sapais têm um papel muito importante na dissipação de energia das ondas e das marés. A promoção de planos e políticas de gestão das linhas costeiras, que garantam as suas funções naturais e a sua conservação, são sempre as melhores opções, no que diz respeito à manutenção das capacidades destes sistemas naturais para o controlo de inundações.

2.1.6 – Edifícios à prova de cheia

Segundo HAN *et al.* (2002) existem muitas técnicas com o objectivo de mitigar os impactos das cheias em edifícios já construídos ou ainda em fase de projecto. Em edifícios existentes podem ser usados métodos de adaptação. Os danos na estrutura do edifício podem ser reduzidos ou mesmo evitados, dependendo da prática construtiva a aplicar. Adiante são descritas os oito tipos de técnicas, descritos por este autor.

Elevação

O objectivo da elevação é levantar a área habitável acima do nível de água atingido por uma cheia secular. Dependendo das dimensões da habitação, da estrutura existente de fundação, da pressão hidráulica esperada e o nível de elevação, isso pode ser feito recorrendo a um aumento dos pedestais (Figura 2.6), ou aumento das paredes exteriores.



Figura 2.6 – Exemplo da elevação de uma habitação. Nesta imagem é apresentada uma habitação cujos pedestais, entre as fundações e a edificação, foram aumentados, de forma a superar o nível atingido pela cheia de projecto (HAN, *et al.*, 2002).

Habitacões à prova de cheia – Variante húmida

O objectivo deste tipo de disposições construtivas permite que a água passe pelo piso térreo da edificação de forma controlada. Regra geral esta zona do edifício consiste numa zona não habitável ou tem funções de arrumos. Como as pressões hidráulicas interiores são iguais às pressões hidráulicas exteriores, o risco de colapso da fundação é muito reduzido. Ainda assim é necessário ter em atenção que as instalações eléctricas, de águas e esgotos e demais instalações do edifício têm que estas localizadas acima do nível da cheia centenária.

Habitacões à prova de cheia – Variante seca

O objectivo desta solução, ao contrário da variante húmida enunciado anteriormente, é proteger a habitação de forma a não permitir a penetração da água para o seu interior. As

várias alternativas para tornar uma habitação estanque incluem vedantes, membranas e revestimentos. Além disso as portas e janelas também têm de ser estanques, devendo ser equipadas com painéis especiais. Nas tubagens de drenagem de águas pluviais têm de ser instaladas válvulas de retenção, de modo a impedir que a água inverta o sentido de escoamento.

Um exemplo deste sistema anti-cheia é o *Floodskirt*, o qual consiste numa membrana que é posta em funcionamento aquando de um evento de cheia (Figura 2.7).



Figura 2.7 – Exemplo da aplicação da *Floodskirt*. Esta imagem elucida a aplicação de uma membrana, que numa situação normal está recolhida junto das paredes exteriores, junto ao solo. Em situação de cheia a referida membrana é estendida, conforme se observa na imagem (BBC News, 2001).

Recolocação

Este método, como o próprio nome indica, consiste em atribuir uma nova localização à habitação a tratar, de forma a eliminar por completo o risco de cheia.

De forma a executar esta técnica a habitação é elevada e colocada sobre um veículo especial, e então transportada para o novo local. Regra geral as fundações não são movidas com a habitação, sendo por isso necessária a construção de novas fundações. De todos os métodos de adaptação este é o mais efectivo, mas também o mais dispendioso.

Barreiras anti-cheia

Este tipo de estruturas têm como objectivo impedir a inundaç o penetre para o interior de uma propriedade, formando uma barreira. Estas estruturas podem ser de dois tipos, tendo em conta o material a utilizar. Existem os diques, actuando como barreiras naturais, que s o constru dos em argila ou areia argilosa. E as paredes, comportando-se como barreiras artificiais, as quais s o constru das em alvenaria de tijolo ou bet o armado. Refere-se que na  rea protegida pelas barreiras tem de existir um sistema de bombagem de modo a escoar a  gua infiltrada. Todas as barreiras t m de ser equipadas com aberturas estanques.

Demoli o

Este m todo consiste em demolir uma habita o a qual sofreu um evento de cheia e ficou inabit vel. Nestas situa es a habita o poder  ser reconstru da num outro local menos vulner vel.

Habita o flutuante

Uma habita o flutuante consiste numa constru o que, devido  s suas caracter sticas, tem a capacidade de flutuar. Estas habita es podem ser de dois tipos, tendo em conta os movimentos permitidos. Assim denominam-se de habita o tipo barco, quando a mesma pode mover-se livremente em todas as direc es (Figura 2.8). E denominam-se habita o tipo elevador quando a mesma apenas se move na direc o vertical. Estes dois tipos de habita es, referidos anteriormente, possuem uma cave especial ou uma grande plataforma, de modo a gerar uma for a de impuls o necess ria para manter a habita o a flutuar. Regra geral o interior da referida plataforma est  dividido em c lulas com fun o de reservat rios. Estes reservat rios s o cheios com  gua, que funcionam como lastro, e s o calibrados de forma a conseguir um nivelamento perfeito da habita o.

As habita es tipo barco s o fixadas a um cais, enquanto as habita es tipo elevador possuem um ou mais pilares encamisados que permitem o movimento vertical, quando necess rio.



Figura 2.8 – Exemplo de uma habitação tipo barco, no lago *Union*, no Estado de *Washington*. Nesta imagem pode-se observar uma rede de cais, os quais são equiparados aos passeios, numa cidade corrente (handycrafuniqu, 2008).

Habitação com escudo contra cheia

Actualmente tem sido usada uma tecnologia que consiste em aplicar um verniz à prova de água, tornando as fachadas da habitação impermeáveis. Porém as aberturas têm de ser equipadas com portas estanques. É uma técnica pouco dispendiosa. Ainda assim refere-se que para alturas de água superiores a um metro, as pressões hidráulicas tomam valores consideráveis capazes de provocar danos estruturais.

2.1.7 – Seguro contra risco de cheia

Considerando o referido em EA (2010), nomeadamente a informação relativa aos prémios dos seguros contra cheia, refere-se os mesmos são determinados em função da zona da probabilidade de ocorrência de cheia. Porém os dispositivos ou disposições construtivas, que as edificações possam ter, que reduzam os impactos negativos das cheias, também

influenciam o valor do prêmio do seguro contra cheia.

Na Figura 2.9 observa-se um mapa de risco de cheia nos arredores de *Portsmouth*, no Reino Unido. Nesta imagem podem-se observar várias zonas coloridas com diferentes riscos de cheia.

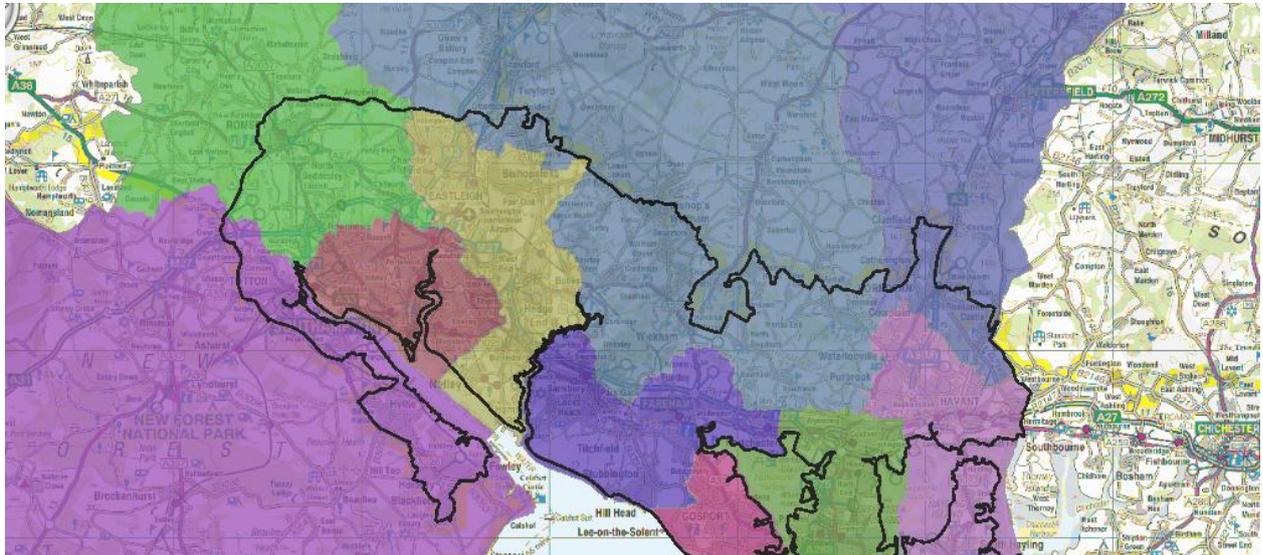


Figura 2.9 – As zonas sem coloração (Zona 1) correspondem a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia de 0,1%, as zonas de cor azul claro (Zona 2), estão associadas a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima de 0,5% e de cheia fluvial de 1,0%. A Zona 3a, que engloba a cores verde, azul e amarelo, correspondem respectivamente a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima maior que 0,5% (cor verde), a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia fluvial maior que 1,0% (cor azul) e a uma probabilidade anual de ocorrência de cheia marítima e fluvial em simultâneo maior que 0,5% (cor amarela). Finalmente a Zona 3b, na cor vermelha e considerada como uma zona funcional, a probabilidade anual de ocorrência de cheia maior que 5,0% (EA, 2011).

Porém, refere-se que as autoridades competentes, aplicam restrições coerentes ao uso que os solos destas zonas podem ter, bem como imposições ao nível das edificações a implantar nesses locais. Como exemplo nas zonas classificadas como 3b (cor vermelha), as quais são consideradas zonas de cheia funcional, não é possível a implantação de quaisquer tipos de edifícios. Aliás é incentivada a recolocação, para zonas com probabilidades de ocorrência de cheia mais baixas, de edifícios que estejam dentro dessas zonas de cheia funcional.

2.1.8 – Previsão e alerta de cheias

Considerando o referido em SMITH, *et al.* (1998), os modelos de previsão de cheias, funcionam em tempo real. Sendo capazes de, além de utilizar permanentemente os valores

das leituras dos sistemas de monitorização (de caudais, precipitação, marés, etc.), também executar uma actualização contínua à medida que as realidades hidrológica e hidráulica variam. Refere-se que este tipo de sistema está ainda muito longe da perfeição, sendo alvo de estudos em muitos países, tendo ocorridos muitos avanços, na última década.

Relativamente a questões relacionadas com o alerta de cheias SMITH, *et al.* (1998) refere que o objectivo prático da previsão de cheias é a redução de perdas de vidas humanas e danos económicos. Contudo este objectivo só é alcançado quando existe um sistema de mensagem de alerta fidedigno, que depois será difundido junto da população em risco antes da ocorrência de cheia.

Segundo o referido em (EFAS, 2011), a previsão e alerta de cheias assenta em três pontos fundamentais. A previsão meteorológica, um modelo hidrológico/hidrodinâmico, neste caso o LISFLOOD, e os níveis de alerta EFAS (European Floods Alert System). Como exemplo apresenta-se um modelo de previsão e alerta de cheias Europeu. Neste caso e considerando o território nacional a previsão meteorológica é efectuada recorrendo a modelos determinísticos, sendo que, para Portugal o fornecedor de dados é o Instituto de Meteorologia de Portugal.

Por fim o modelo de alerta EFAS, consiste num sistema como dados de observação ao longo de 20 anos. Seguidamente são produzidos mapas em que a cada pixel está associado um período de retorno (Figura 2.10).

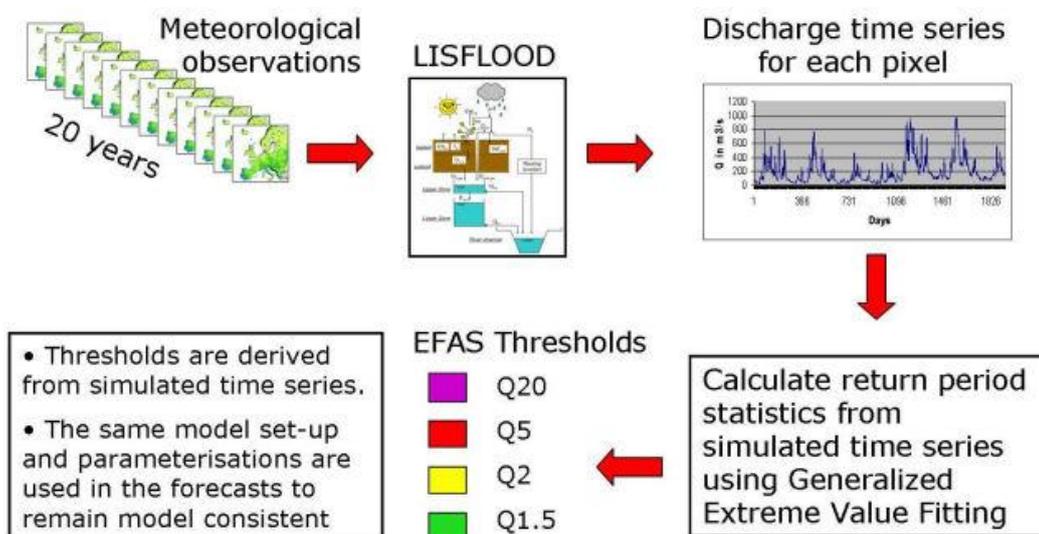


Figura 2.10 – Modelo de alerta de cheias Europeu. Neste esquema é indicado o funcionamento do sistema de alerta de cheias Europeu, o processo inicia-se com observações meteorológicas, as quais são computadas pelo modelo hidrológico, seguidamente são calculados os caudais de ponta de cheia e os períodos de retornos associados, e por fim é determinado o nível de alerta (EFAS, 2011).

O modelo hidrológico em causa o LISFLOOD, usa os Sistemas de Informação Geográfica (SIG) e é capaz de simular os processos hidrológicos que ocorrem numa bacia hidrográfica. O objectivo específico do desenvolvimento desta ferramenta é o facto de que pode ser usado em bacias hidrográficas grandes e transnacionais para uma variedade de aplicações, incluindo a

previsão de inundações, a avaliação dos efeitos das medidas de regulação dos rios, mudanças no uso da terra e mudanças climáticas.

Refere-se que, a nível nacional, e conforme está descrito no Decreto-Lei n.º 115/2010 de 22 de Outubro, também foi criado um Sistema de Vigilância e Alerta de Recursos Hídricos² (SVARH). O SVARH é um subsistema do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH), que mede em tempo-real o estado hidrológico dos rios e albufeiras de Portugal, nomeadamente os níveis de água, os caudais e os volumes armazenados. O SVARH compara os valores observados com valores históricos e efectua previsões da evolução dos níveis, dos caudais e dos volumes armazenados, em caso de ocorrência de precipitações intensas.

O SVARH tem como base uma rede de estações de medição com telemetria automática, e numa estrutura informática para armazenamento, disseminação da informação e emissão de alertas. Este sistema destina-se principalmente às entidades com responsabilidades na gestão dos recursos hídricos em caso de cheias e acidentes de poluição. Sendo fundamental para efectuar um controlo coordenado e integrado dos volumes afluentes a várias albufeiras, com capacidade para controlo de cheias, visando a minimização dos caudais escoados próximo de zonas críticas, nomeadamente as zonas ocupadas habitadas, os bens essenciais e as infra-estruturas estratégicas (INAG, 2010).

De forma a tentar sintetizar o funcionamento do SVARH, é apresentado um esquema, na qual se observam os três módulos base no qual assenta este sistema (Figura 2.11).

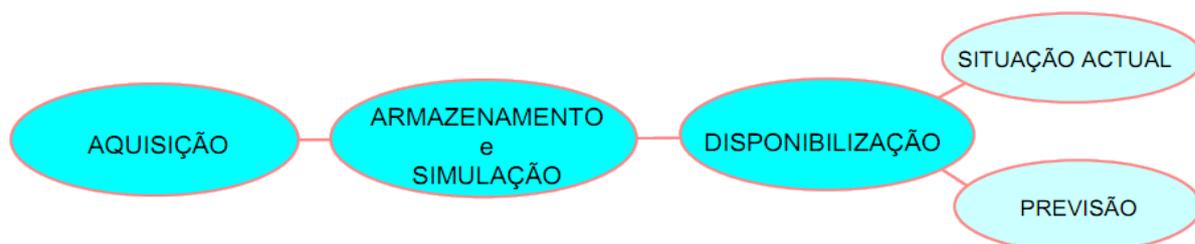


Figura 2.11 – Esquema ilustrativo dos três módulos que compõem o SVARH (RODRIGUES, *et al.*, 2003).

O módulo “Aquisição” está relacionado com a recolha de dados das várias estações equipadas com telemetria, sendo que estas estações funcionam de forma automática. O módulo “Armazenamento e Simulação”, executa procedimentos de interrogação às várias estações a intervalos de tempo regulares e coloca os dados numa base dotada de ferramentas de análise, sendo depois utilizados pelos modelos de previsão. Por fim o módulo “Disponibilização” consiste no fornecimento dos dados a várias entidades interessadas por parte do INAG (RODRIGUES, *et al.*, 2003).

² <http://snirh.pt/index.php?idMain=2&idItem=2>

2.2 – Medidas estruturais para controlo de inundações

Este tipo de medidas tem como objectivo a manutenção da secção de escoamento, redução dos níveis de escoamento, desvio de caudais e redução dos caudais de ponta de cheia.

2.2.1 – Regularização fluvial

Neste tópico são enunciadas técnicas, que estando relacionadas com a regularização fluvial, são consideradas medidas estruturais devido à dimensão das possíveis intervenções e dos processos construtivos utilizados. Refere-se ainda que estas medidas têm como principal objectivo a implementação e a manutenção, ao longo do tempo, das condições iniciais de projecto.

Segundo o referido em CARDOSO (1998), são enunciadas as seguintes intervenções possíveis:

- Esporões;
- Soleiras transversais;
- Painéis de fundo;
- Dragagens do leito;
- Aumento da capacidade de vazão da secção de escoamento;
- Protecções do fundo e das margens.

Seguidamente é feita uma descrição de cada método enunciado anteriormente, seguindo o referido na bibliografia mais actual.

Esporões

Segundo BARTLE (2008), para limitar a erosão das margens dos rios, e tentando sempre melhorar os habitats, podem ser utilizados esporões. Estas estruturas podem ser construídas à base de materiais ecológicos, tais como troncos de árvores mortas, e rocha para o seu enchimento. Um esporão consiste numa estrutura que é construída perpendicularmente à direcção do escoamento e projecta-se para o seio desse escoamento. Regra geral este tipo de estruturas tem uma forma de pirâmide triangular, sendo a sua base maior encastrada na

margem e uma das faces é fixada ao leito da linha de água. Convém referir que estas estruturas podem ser amarradas ao terreno recorrendo estacas de madeira (Figura 2.12).

Esta estrutura disposta desta maneira causa alterações no escoamento, as quais originam protecção das margens contra o fenómeno de erosão; redução da velocidade do escoamento perto das margens; criação de zonas mortas privilegiando a deposição de material sólido e redução da largura e definição do canal de escoamento.

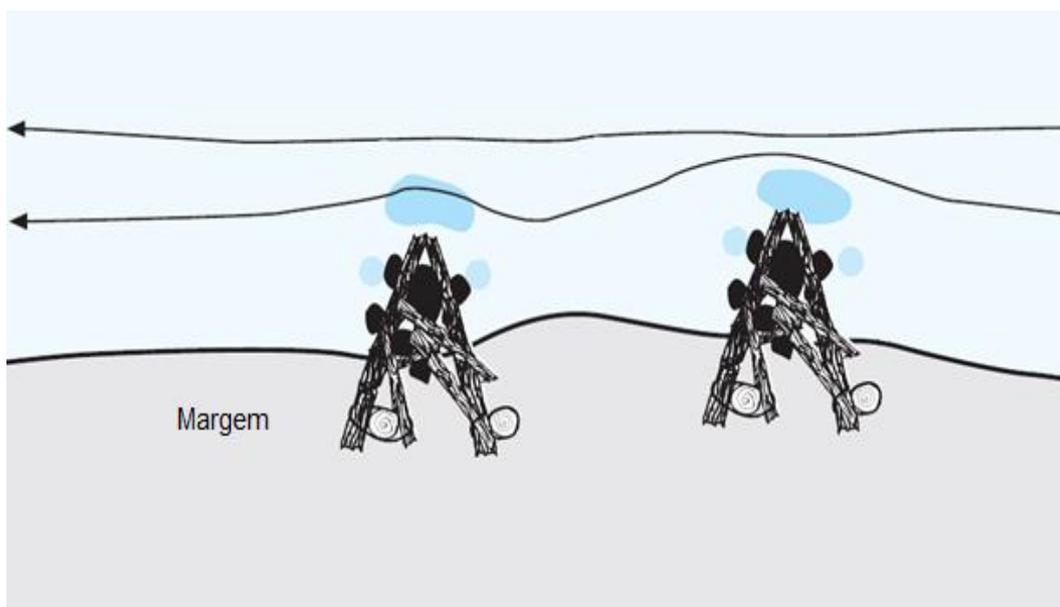


Figura 2.12 – Esquema de disposição em planta dos esporões na margem de um rio. Neste esquema observa-se a colocação de esporões, constituídos por troncos de árvores e rochas, sendo que os esporões estão colocados perpendicularmente ao sentido do escoamento. Originando, conforme se observa, zonas de velocidades mais baixas, favorecendo a deposição de material sólido. Adaptado de BARTLE (2008).

Soleiras transversais

Segundo BRIGHETTI, *et al.* (2001), estas estruturas são utilizadas para que possa garantir a fixação do leito, evitando a erosão, mantendo assim uma declividade do fundo constante. As soleiras consistem em estruturas, que são construídas perpendicularmente ao leito do rio e têm como objectivo absorver a energia do escoamento diminuindo a capacidade de transporte sólido. Regra geral, estas estruturas são construídas em série com a altura de crista e distância entre soleiras calculadas por técnicas de optimização. Podem ser aplicadas soleiras de superfície ou de fundo (Figura 2.13) consoante possa existir tráfego fluvial ou não.

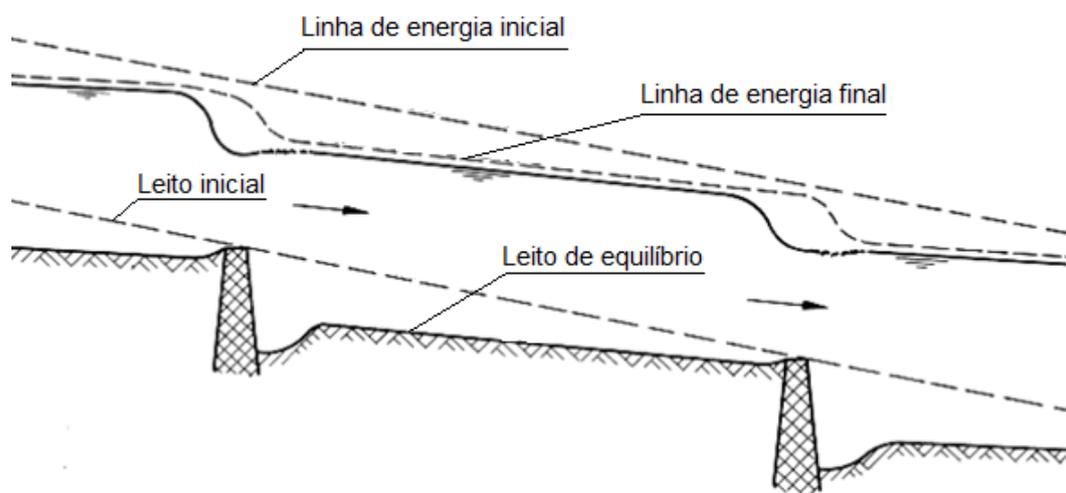


Figura 2.13 – Esquema dos efeitos produzidos por soleiras transversais de fundo. Pode-se observar o perfil longitudinal do rio, o qual vai, ao longo do tempo evoluir para uma situação de equilíbrio. Adaptado de BRIGHETTI, *et al.* (2001).

Segundo EC (2000), estas estruturas são realizadas ao longo das zonas mais estreitas do rio com um gradiente hidráulico baixo, sujeitas a fenómenos de erosão do fundo e margens, podendo originar instabilidade de taludes naturais ou artificiais, ou outras obras hidráulicas existentes. A sua construção está associada a outras estruturas hidráulicas, como pontes (Figura 2.14), paredes, etc.

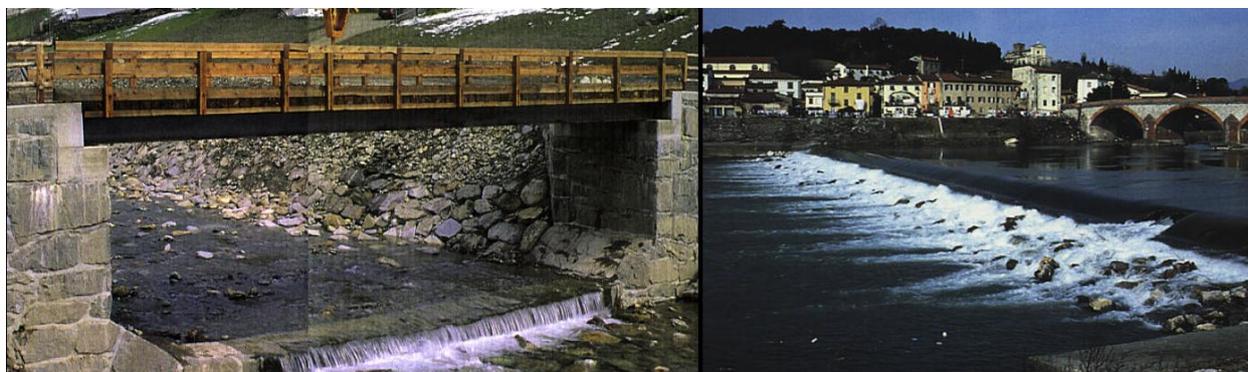


Figura 2.14 – Exemplo de aplicação de soleiras transversais de fundo junto a pontes, com o objectivo de garantir um nível adequado do leito evitando fenómenos de erosão localizada (EC, 2000).

Painéis de fundo

Segundo CARDOSO (1998), os painéis de fundo consistem em paredes verticais, que se encontram submersas. Sendo que a sua cota de coroamento corresponde ao nível da água em situação de estiagem.

Este tipo de estruturas é desenvolvido com o objectivo de encaminhar as correntes de fundo no sentido das margens, conseguindo assim promover a escavação natural do canal de escoamento. Para tal, os painéis de fundo, são localizados a jusante do local que se pretende que seja escavado naturalmente (Figura 2.15). Em regra, entre duas curvas consecutivas.

Estas estruturas, durante a ocorrência de eventos de cheia, como foi referido anteriormente, promovem a escavação natural do canal de escoamento.

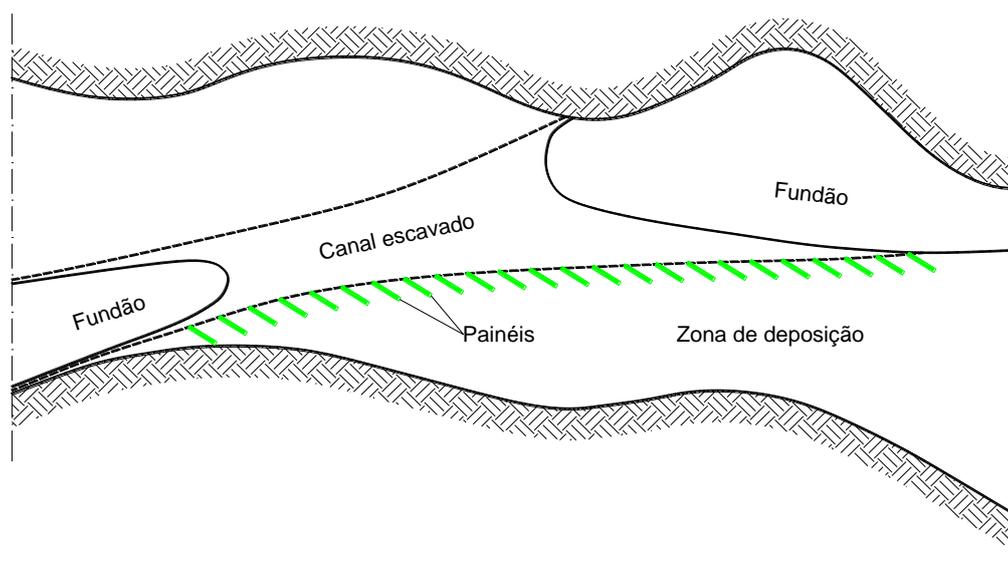


Figura 2.15 – Esquema da aplicação dos painéis de fundo num troço de rio. Nesta imagem observa-se a colocação, em planta, de painéis de fundo. Estes são dispostos com um ângulo de 45° , relativamente ao sentido do escoamento, promovendo a escavação natural do canal de escoamento. Adaptado de CARDOSO (1998).

Este autor aponta como vantagens, da utilização destas estruturas, a promoção da escavação e manutenção de canais a baixos custos. Este facto pode ser explicado tendo em conta os processos construtivos associados a estas estruturas e a facilidade como se podem adaptar a várias circunstâncias. Porém este tipo de estruturas só deve ser aplicado a rios com declives muito suaves, com velocidades médias da ordem dos 1,5 m/s.

Dragagens do leito

Segundo EA (2008), as dragagens do leito consistem na remoção de sedimentos do fundo das margens do canal de escoamento de uma linha de água. Estes trabalhos de regularização fluvial são maioritariamente realizados para melhorar a navegação, sendo que melhoram o comportamento da linha de água numa situação de cheia, devido ao aumento da capacidade

de vazão. O melhoramento referido é muito subtil, pois estes trabalhos de regularização fluvial apenas contemplam o canal de escoamento. Numa situação de cheia extrema, devido ao grande aumento do caudal, grande parte da água é escoada pelo leito de cheia (Figura 2.16). Assim para conter toda a água através do leito principal seria necessário dragar vários metros em profundidade.

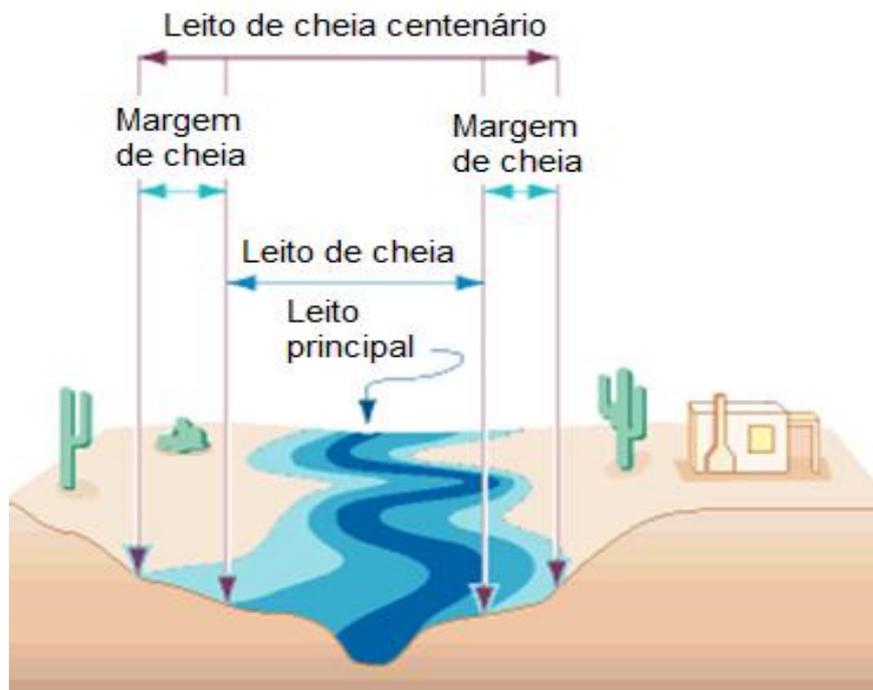


Figura 2.16 – Esquema dos vários leitos de uma linha de água (RFCD, 2003).

Tendo em conta o referido em SNH (2009), em rios com fundo de material grosseiro, como areias e cascalho, ocorrem características permanentes e em equilíbrio hidrodinâmico. Deste equilíbrio resultam os fundões, zonas de deposição, rápidos, barras isoladas, etc. Assim ao executar os trabalhos de dragagem do leito o equilíbrio mantido ao longo dos anos é interrompido, tendendo ao fim de alguns anos para uma nova situação de equilíbrio. Podendo assim originar fenómenos de erosão generalizada ao longo do leito do rio e localizada próximos de estruturas, pondo em risco a sua segurança.

Aumento da capacidade de vazão da secção de escoamento

Segundo CARDOSO (1998), esta medida estrutural, por si só, não é uma solução definitiva para controlo de cheias num rio. O aumento da capacidade de vazão, com o objectivo de reduzir os níveis de inundação, pode ser alcançado de várias formas. Através da diminuição da rugosidade da secção ou aumento da área de escoamento da secção.

A diminuição da rugosidade da secção pode ser obtida procedendo à limpeza e eliminação de árvores, arbustos, rochas de grandes dimensões e demais obstáculos. Por outro lado o aumento da área de secção de escoamento pode ser alcançado recorrendo operações de aprofundamento e alargamento tanto do leito principal como do leito de cheias. Refere-se que esta última medida tende a ser algo efémera. Com o decorrer do tempo a secção tende a recuperar a situação de equilíbrio, anteriormente instalada, ficando de novo colmatada com sedimentos.

Protecções do fundo e das margens

Tendo em conta o referido em CARDOSO (1998), as protecções do fundo e das margens, sob a forma de revestimento convencionais, de um canal de escoamento podem ser flexíveis ou rígidas. Os revestimentos flexíveis mais utilizados são os de enrocamento, os de blocos artificiais, os ensacados e os betuminosos. Por outro lado os revestimentos do tipo rígido mais aplicados são os constituídos por betão. Existem ainda revestimentos não convencionais, os quais envolvem a plantação de materiais vegetais, geralmente denominados de fachinas (Figura 2.17) e empacotamentos, sendo utilizados apenas nas margens.

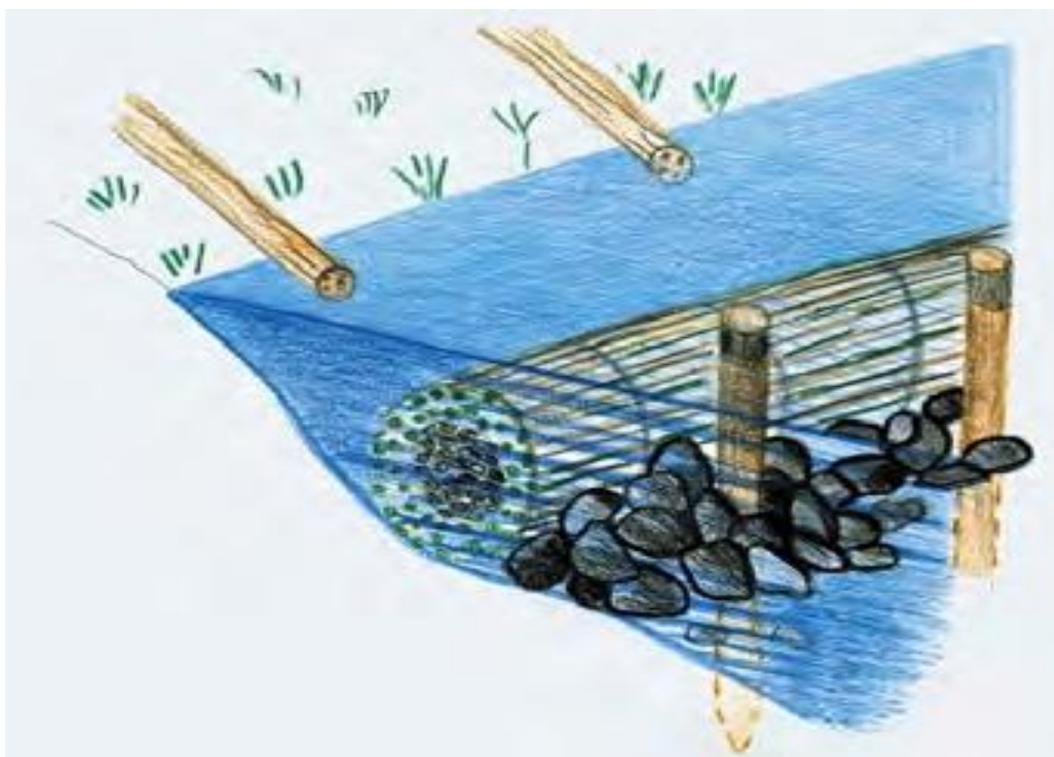


Figura 2.17 – Exemplo de uma fachina (INAG, 2005).

Além da componente hidráulica das linhas de água, a sua componente ecológica é de extrema importância, sendo sempre necessário recorrer a soluções construtivas que recorram a materiais naturais e não poluentes. Assim nas margens a protecção deve ser feita recorrendo à plantação de espécie indígenas. Para o fundo a técnica que se pode considerar mais adequada são os ensacados de rocha, os colchões Reno são um bom exemplo (Figura 2.18).



Figura 2.18 – Exemplo de aplicação de colchões Reno, no fundo e margens de um canal artificial (Enrico Piolanti, Lda, 2002).

2.2.2 – Realinhamento do canal

Segundo o descrito em SMITH, *et al.* (1998), este método deve apenas ser utilizado em rios muito sinuosos e meanderizados. Estes rios têm uma elevada propensão à ocorrência de inundações devido à sua baixa eficiência hidráulica e consequentes efeitos para montante. O realinhamento do canal através de cortes dos meandros origina um aumento de velocidade do escoamento, o que causa uma diminuição do nível da água durante um evento de cheia e aumenta a capacidade de transporte sólido.

Um método muito utilizado é recorrer aos meandros ou a canais abandonados para criar os canais de alívio. No leito da zona do baixo *Mississippi*, foram cortados 16 meandros e reduzido o comprimento do rio em 240 km, entre 1929 e 1942, conseguindo-se reduzir o nível de inundações em cerca de 2 a 2.5 m. Na Figura 2.19 observa-se uma imagem de um troço do Rio *Middle Fork John Day* em *Galena, Oregon*, nos Estados Unidos da América, antes e depois da intervenção das obras de realinhamento do canal de escoamento.

Após este tipo de intervenções é necessário proceder a reforços nas protecções das margens de forma a garantir que a energia extra do escoamento não promova de novo a migração do canal.



Figura 2.19 – Imagem do Rio *Middle Fork John Day* em *Galena, Oregon*: a) antes da intervenção de realinhamento do canal; b) após a intervenção (RDG, 2007).

Na Figura 2.19 é possível observar que um troço do rio que era apenas utilizado durante cheias foi utilizado para criar o canal de escoamento do leito principal. Desta forma o comprimento total do rio é reduzido.

2.2.3 – Estruturas lineares

Neste tópico são descritos os tipos de estruturas, que classificadas como medidas estruturais para controlo de inundações, têm um desenvolvimento linear e as respectivas estruturas que lhes estão inerentes aquando da sua implementação.

Diques

Segundo FUHRMAN (2000), os diques consistem em estruturas lineares, constituídas por um aterro em que a principal finalidade é conferir protecção, à população e bens, contra as inundações por períodos de tempo relativamente curtos, como por exemplo alguns dias ou semanas durante o ano (Figura 2.20).

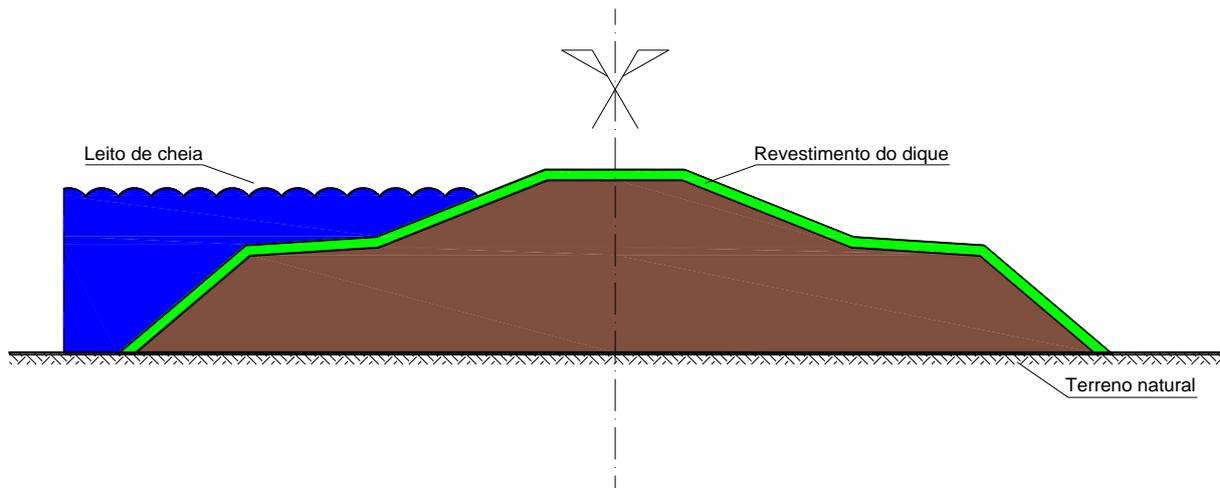


Figura 2.20 – Esquema tipo de um dique. Adaptado de FUHRMAN (2000).

Tendo em conta este autor os diques podem ser classificados de acordo com o seu uso principal (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Classificação dos diques de acordo com o seu uso. Adaptado de FUHRMAN (2000).

Tipo:	Definição:
Diques principais e diques tributários	Diques que se localizam ao longo do leito principal e diques que se localizam ao longo das linhas de água tributárias, respectivamente.
Diques em anel	Diques que são completamente fechados, que circundam uma área, protegendo-a de uma cheia vinda de qualquer direcção.
Diques secundários	Diques que são implantados, afastados dos diques principais, mas numa zona mais afastada do leito do rio. Aplicam-se em situações de migrações do leito do rio ou estragos nos diques principais.
Subdiques	Diques utilizados para controlo de fenómenos de percolação.
Diques espigão	Diques que se projectam, perpendicularmente ao dique principal, com o objectivo de proteger o dique principal contra fenómenos de erosão.

Segundo VIGO, *et al.* (2011), na cidade Americana de *New Orleans*, durante a actuação do furacão *Katrina*, em 29 de Agosto de 2005, ocorreram várias falhas nos sistemas de diques. Estas falhas originaram mais de um milhão de pessoas desalojadas e um prejuízo da ordem dos dois biliões de dólares. Na Figura 2.21 são apresentados os vários possíveis mecanismos de falha hidráulica de um dique. O esquema *a)* corresponde à situação inicial, antes de qualquer tipo de falha. Na imagem *b)* a falha é causada devido ao galgamento da água sobre o coroamento do dique. O esquema *c)* representa o fenómeno de percolação, que em situação descontrolada causa erosão interna levando à rotura da estrutura, neste caso o dique. A imagem *d)* representa a rotura de uma zona do dique devido ao excesso de carga que a acção da água provoca. Por fim o esquema *e)* representa o efeito erosivo que as ondas podem provocar num dique, causando inicialmente uma pequena falha, mas com o aumento do escoamento adiciona-se o efeito da erosão aumento a abertura até a rotura completa do dique.

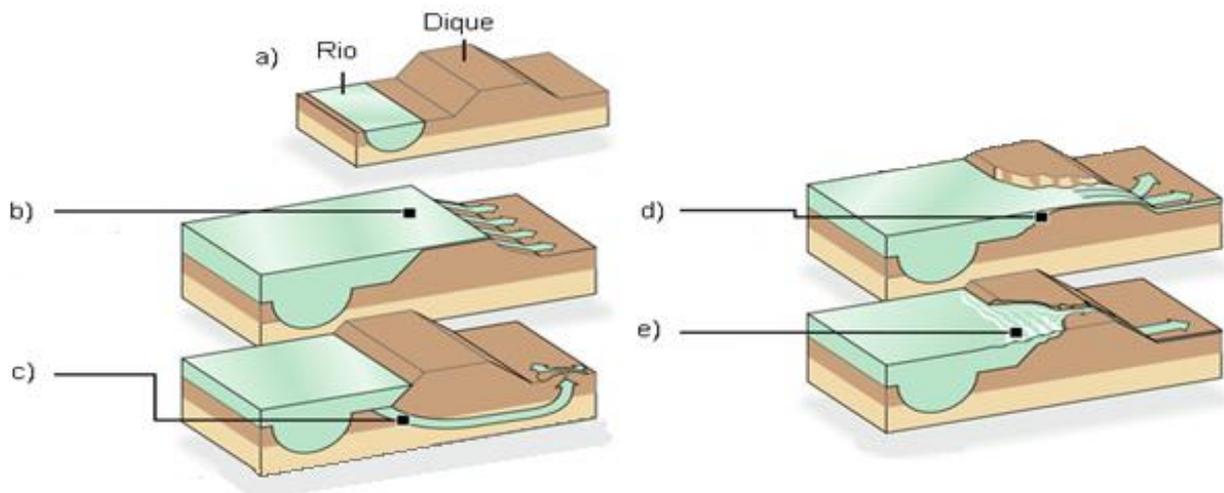


Figura 2.21 – Esquema dos possíveis mecanismos de ruptura hidráulica de um dique: a) Situação inicial; b) Galgamento; c) Erosão interna; d) Ruptura por excesso de carga; e) Erosão. Adaptado de McClatchy (2008).

Faz-se referência à importância dos diques em anel, pois são uma alternativa, relativamente com baixos custos, que podem ser aplicados de forma particular a uma edificação em concreto (Figura 2.22).



Figura 2.22 – Exemplo de um dique em anel, “Ring Levee” (RUTH, 2011).

Muros

Tendo em conta o referido em GENETTI (1989), um muro pode ser definido como uma estrutura que, mantendo a sua estabilidade, é capaz de produzir uma diferença de cotas entre dois materiais. Particularizando, um muro contra inundações consiste numa estrutura, que tem como principal objectivo evitar uma inundação nos terrenos adjacentes. Os muros contra risco de inundação mais aplicados são os muros em “T” invertido e os muros em “I”.

Segundo este autor os muros em “T” invertido são os mais aplicados, a laje horizontal actua como fundação e a laje vertical é a parte estrutural que tem função de barreira à água. Quando implantadas em solos moles, deve-se dimensionar na base um dente de modo a aumentar a resistência a acções horizontais (Figura 2.23 c)). Sempre e quando necessário estas estruturas podem ser suportadas recorrendo a fundações profundas. Além disso para diminuir o fenómeno de percolação e de erosão pode ser executado uma fila de estacas prancha. (Figura 2.23 a) e b)).

Refere-se que o esquema apresentado na Figura 2.23 b) tem vantagens ao nível da estabilidade, relativamente ao esquema apresentado na Figura 2.23 a). Pois em ensaios à escala real realizados pelo *Ohio River Division* indicaram que o muro com fundação inclinada moveu-se consideravelmente menos do que o muro com fundação horizontal.

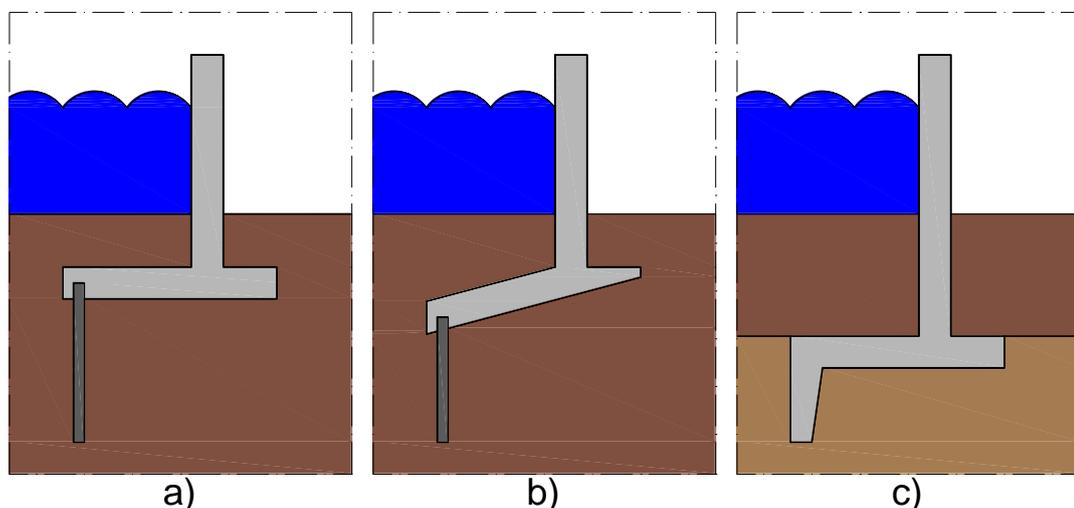


Figura 2.23 – Esquema ilustrativo de três disposições construtivas para a fundação de muros em “T” invertido: a) Base horizontal, com estacas prancha; b) Base inclinada, com estacas prancha; c) Base horizontal com dente em solo mais rijo. Adaptado de GENETTI (1989).

Ainda segundo o mesmo autor os muros contra inundações podem ser do tipo “I”. Este tipo de muros assenta num alinhamento de estacas prancha, que servem como fundação a uma parede em betão armado, a qual fica encastrada nas referidas estacas (Figura 2.24). Estes muros são muito utilizados para fazer a transição entre diques e muros em T invertido ou para

protecção de zonas onde os muros não necessitem de ter alturas superiores aos 3,00 m, tendo em conta as características geométricas da parede e características geotécnicas do solo.

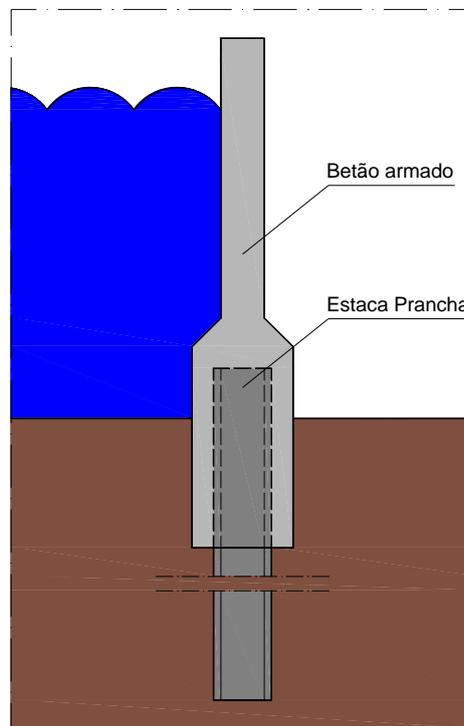


Figura 2.24 – Esquema tipo de um muro contra inundação em “I”. Adaptado de GENETTI (1989).

Estruturas associadas a diques e muros

Quando existe a necessidade da utilização de diques e/ou muros está inerente a implementação de estruturas, que de certa forma complementam as estruturas de contenção da água. Estas estruturas podem ser diques fusível, estruturas de encerramento e estações elevatórias.

Tendo em conta o referido em CARDOSO (1998), os diques fusível são constituídos por aterros, de material erodível, cuja cota de coroamento é inferior à cota do coroamento do restante dique (Figura 2.25). Desta forma garante-se que o excesso de caudal é descarregado sobre esta variante dos diques. Estas estruturas são muitas vezes utilizadas quando se tenta minimizar os efeitos das cheias superiores à cheia de projecto.

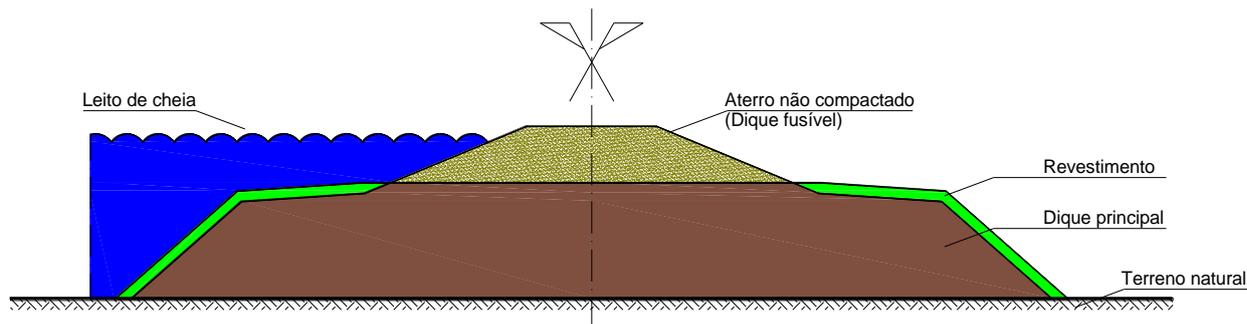


Figura 2.25 – Esquema tipo de um dique fusível. Adaptado de CARDOSO (1998).

Segundo BROWN (1994) as estruturas de encerramento são necessárias para garantir aberturas em diques e muros contra cheias. Estes dispositivos são aplicados nas intercepções das estruturas de contenção de cheias com as restantes infraestruturas existentes, nomeadamente rodovias, ferrovias e passagens para peões. As aberturas para as estruturas de encerramento variam de acordo com o uso para o qual foram projectadas, podendo variar desde 30,00 m, para rodo e ferrovias, até aos 6,00 m para aberturas para peões. Refere-se ainda que se devem evitar estas aberturas sempre que possível, usando passagens desniveladas. Os tipos de estruturas de encerramento mais utilizadas são do tipo comporta e do tipo portão (Figura 2.26). As primeiras têm a vantagem de terem um custo reduzido e as segundas têm a vantagem de poderem abrir e fechar rapidamente com igual gasto de energia.



Figura 2.26 – Imagens de estruturas de encerramento: a) Estrutura tipo portão; b) Estrutura tipo comporta (USACE, 2008a).

Considerando o referido em USACE (2008), as estações de bombagem consistem em infraestruturas que são usadas para bombear água da chuva, contida no interior das estruturas de contenção de inundação, durante a ocorrência de cheias, quando as condutas gravíticas estão fechadas. Estas estações de bombagem elevam as águas contidas, em lagoas de armazenamento, valas ou sistemas de drenagem de águas residuais pluviais. Em regra as estações elevatórias são colocadas junto a zonas, especialmente concebidas, para armazenamento de água durante a ocorrência de cenário de inundação, junto às condutas gravíticas (Figura 2.27).

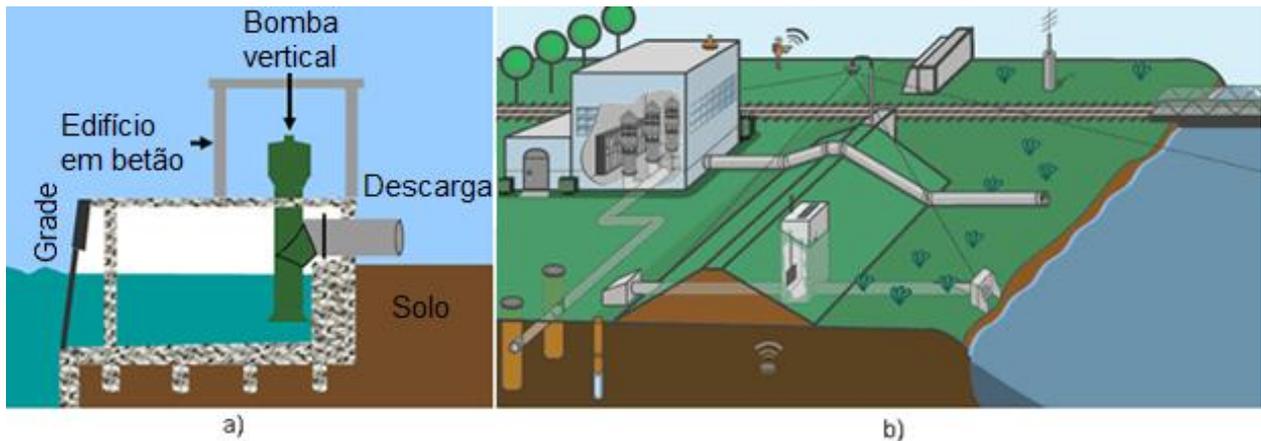


Figura 2.27 – Exemplo de aplicação de uma estação elevatória para sistemas de protecção contra inundações: a) Esquema da estação elevatória; b) localização da estação elevatória no sistema de protecção contra inundações. Adaptado de USACE (2008b).

Para finalizar apresenta-se o exemplo de um sistema de protecção contra inundações, com as respectivas estruturas associadas (Figura 2.28).



Figura 2.28 – Imagem exemplificando o uso de diques e muros e as respectivas estruturas associadas. Aterro de estabilização contra erosão interna, comporta para promover uma abertura, dique e parede como estruturas de contenção de cheia, estação de bombagem para elevação de águas armazenadas em zona própria. Adaptado de USACE (2008b).

2.2.4 – Canais de derivação de caudais de cheia

Segundo WATSON, *et al.* (1999), os canais de derivação de caudais de cheia consistem em canais secundários que têm como principal objectivo o desvio de água do leito do rio principal, nomeadamente em cenário de ocorrência de eventos de cheia. Em rios de grandes dimensões, estes canais podem ser executados a partir de antigos leitos do rio em causa ou a partir de zonas baixas adjacentes ao rio principal. De forma a garantir um desvio efectivo de caudais de cheia são aplicadas estruturas de controlo de caudal na entrada dos referidos canais. Estas estruturas de controlo, nomeadamente comportas, são activadas durante períodos de cheia, para desviar caudais, poderão também são activadas durante períodos de níveis de água mais baixos para evitar o retorno de caudais para o leito principal (Figura 2.29).

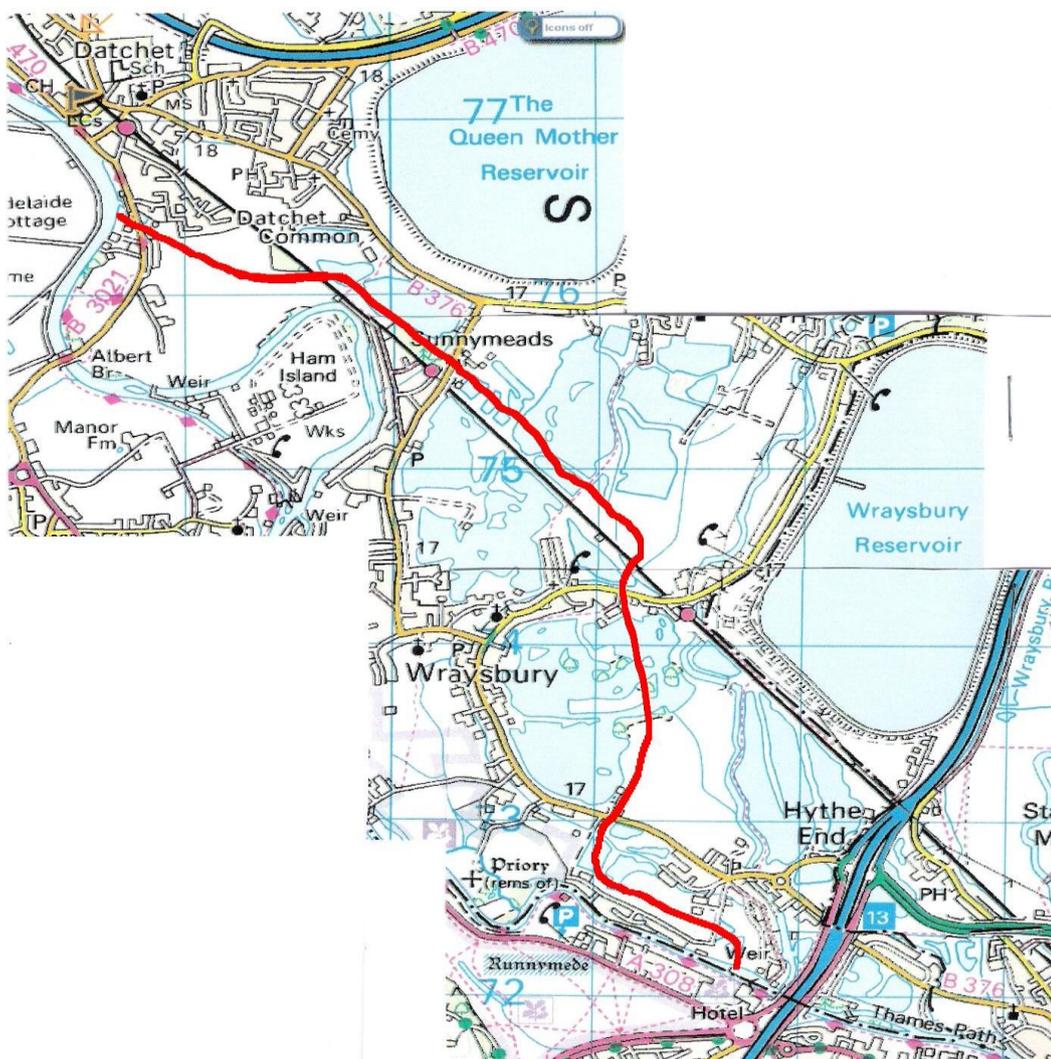


Figura 2.29 – Esquema de um canal de derivação de caudais de cheia (linha vermelha), através das vilas *Datchet*, *Horton* e *Wraysbury*, localizadas na zona baixa do Rio Tamisa, em Inglaterra (Jubilee River, 2010).

Os canais de derivação de caudais de cheia podem ser de dois tipos; desviam a água para uma linha de água adjacente ao rio em estudo ou, mais frequentemente, recebem a água desviada do rio em estudo e voltam a introduzi-la, mais a jusante da zona com risco de cheia, no mesmo rio. Regra geral as zonas urbanas requerem este tipo de canais, nomeadamente do segundo tipo referido anteriormente, pois devido à forte ocupação do solo as alterações no leito do rio são muitas vezes inexecutáveis. Desta forma é possível escoar a água por uma zona não urbanizada.

2.2.5 – Barragens e bacias de retenção de água

Neste tópico vão ser apresentados e descritos os tipos de barragens e bacias de retenção de água mais relevantes para o trabalho em causa.

Bacias de detenção

Tendo em conta o referido em MATIAS (2006), as bacias de detenção são estruturas de armazenamento, com o principal objectivo de regularizar caudais de cheia. Desta forma é possível garantir um caudal, imposto pela capacidade máxima de vazão de uma linha de água a jusante. Desta forma são descarregados caudais muito inferiores aos caudais de ponta de cheia, reduzindo o risco de inundação.

As bacias de detenção são uma alternativa ao reforço de colectores de drenagem de águas residuais pluviais, em pleno tecido urbano consolidado (BICHANÇA, 2006). Além disso este tipo de estrutura pode ser utilizado como um local de lazer (Figura 2.30).



Figura 2.30 – Imagem de uma bacia de detenção localizada em *Créteil-Préfecture*, Paris, França (MATIAS, 2006).

Os efeitos produzidos pelas bacias de retenção são imediatos, pois detêm a água que escoar pela linha de água e que iria inundar zonas a jusante (TEIXEIRA, 2005). Terminado o evento de cheia, a água contida na bacia de retenção é drenada de forma controlada, escoada através do descarregador ou por infiltração (Figura 2.31).

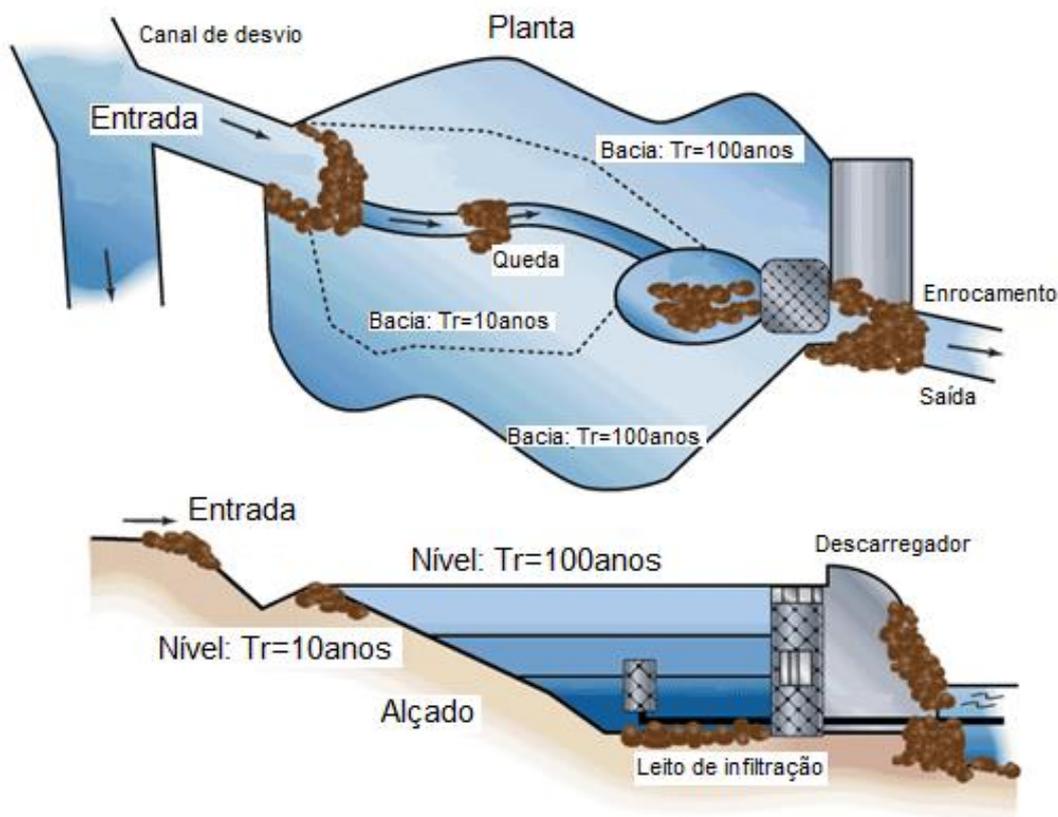


Figura 2.31 – Esquema de uma bacia de retenção, planta e corte (WW, 2011).

Barragens para controlo de cheias

Segundo SMITH, *et al.* (1998), estas barragens consistem em estruturas simples, que comportam pouco volume de água na maioria do tempo, ficando com água armazenada durante algumas horas ou dias, por ano. Em regra este tipo de barragens tem um descarregador, sem estruturas móveis, que delimita o volume de água armazenado e o consequente caudal escoado. Para melhorar a resposta deste tipo de barragens, a um evento de cheia, é dimensionado um descarregador com diferentes cotas de crista (Figura 2.32). Este tipo de descarregadores têm a capacidade de gerar tantas curvas de vazão como quantas cotas de crista possuírem.

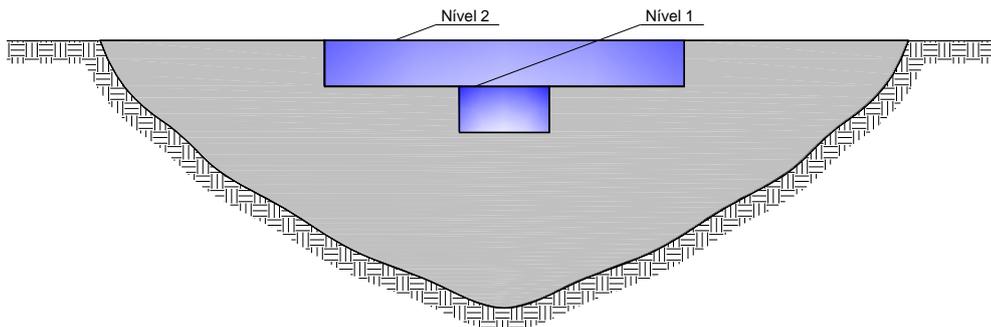


Figura 2.32 – Esquema de um alçado de uma barragem no qual foi aplicado um descarregador com dois níveis de descarga.

Tendo em conta o referido em SINHA, *et al.* (2006), as operações inerentes às barragens para controlo de cheias, são determinadas pela capacidade de armazenamento disponível, pela capacidade dos descarregadores, pela localização e natureza dos locais a proteger, pelas características da cheia propriamente ditas e finalmente pela previsão e acuidade com que os fenómenos de precipitação são determinados.

Barragens de armazenamento

Segundo o enunciado em SE (2010) as barragens de armazenamento são construídas para armazenar água, quando existe ocorrência de excesso de precipitação, garantindo assim uma reserva de água estratégica nos períodos de seca. Este tipo de barragens pode ser utilizado para controlo de cheias, armazenamento de água para a produção de energia eléctrica e fornecimento de água para fins agrícolas. Seguidamente apresenta-se uma imagem da barragem de *Duck Egg*, em *Vernon* no Estado de *Wisconsin* (Figura 2.33). Esta barragem além de funções de armazenamento de água também tem funções de controlo de cheias.



Figura 2.33 – Imagem da barragem de *Duck Egg*, em *Vernon* no Estado de *Wisconsin*, (VC-LWCD, 2006).

Porém é difícil desenvolver um projecto de uma grande barragem apenas só com um uso. Assim para funções de controlo de cheias o nível de água na albufeira deverá permitir o máximo armazenamento, antes da ocorrência do evento de precipitação extrema, ou seja deverá ter o nível mais baixo possível. Por outro lado, para fins de armazenamento para uso da água o nível na albufeira deverá ser o mais elevado possível. Trata-se de determinar uma situação de equilíbrio entre as duas situações, tendo em conta os vários factores envolvidos.

2.2.6 – Estruturas costeiras

Este tópico tem como finalidade apresentar as medidas estruturais para controlo de inundações, que pelas suas características, são mais indicadas para zonas costeiras.

Muros de estuário e de mar

Segundo SMITH, *et al.* (1998), os aterros costeiros, à semelhança dos diques utilizados nos rios, são normalmente construídos em zonas de depósitos naturais, de argila ou de areia, escavados a partir de manchas de empréstimo. A diferença das estruturas costeiras para as estruturas ribeirinhas reside no facto de que as primeiras têm que resistir à acção erosiva das ondas.

Relativamente aos muros de estuário refere-se que são muito semelhantes aos diques construídos nos rios, com a adequada ênfase na cota do coroamento, espessura do muro e estabilidade. Estas estruturas beneficiam de ter alguma protecção natural contra a acção das ondas na presença de zonas, com alguma extensão, de sapais e zonas húmidas. Onde se preveja alguma acção de ondas o tardo do muro deve ser reforçado. Na Figura 2.34 é apresentada uma imagem de um muro de estuário aplicado na cidade Neozelandesa de *Lytteton*. Notam-se umas fendas no solo devido à ocorrência de um sismo de magnitude 7.1 na escala de *Richter*.



Figura 2.34 – Imagem de uma parede de estuário, na cidade de *Lyttelton*, na Nova Zelândia (WANDERER, 2010).

No que diz respeito aos muros de mar, e tendo em conta o referido em GENETTI (1989), estas estruturas têm o objectivo principal de mitigar os efeitos das inundações, fenómenos de erosão e outros danos devido à acção das ondas. Os muros de mar são frequentemente implantados na linha de costa e são caracterizados por uma massiva secção transversal e uma face, virada para o mar, com uma forma específica para dissipar a energia das ondas (Figura 2.35).



Figura 2.35 – Imagem de um muro de mar localizado no Japão (UAF-GI, 2010).

Segundo o mencionado em UAF-GI (2010), os muros de mar podem ter uma construção muito dispendiosa, além de que podem sofrer de fenómenos de erosão na base.

Comportas de maré

Relativamente às comportas de maré e tendo em conta o referido em NOVAK, *et al.* (2007), estas estruturas consistem numa barreira, a qual separa água doce da água salgada, com uma cota de coroamento relativamente baixa. Estas estruturas têm como objectivo reter ou desviar, parte ou a totalidade do caudal escoado, para um canal ou uma conduta, com a finalidade de controlo de cheias marítimas (Figura 2.36), irrigação, produção de energia, uso doméstico ou industrial, etc.



Figura 2.36 – Imagem de um sistema de comportas aplicado na entrada da cidade de *Marina Bay* em Singapura (DOASM, 2010).

Este tipo de estruturas, em regra possui pouca capacidade de armazenamento, sendo que as comportas têm funções de regulação do caudal escoado pelo canal e controlo dos níveis de maré. Refere-se ainda que as comportas são dotadas de túneis para remoção de depósitos, produto da erosão dos solos a montante, e escadas para os fenómenos migratórios de espécies piscícolas.

Segundo SMITH, *et al.* (1998), ao contrário dos muros abordados anteriormente, estas estruturas garantem que os sapais recebam a sua recarga de sedimentos regular, garantindo desta forma a estabilidade ambiental das zonas húmidas. O material sólido transportado pelos rios pode sedimentar nas zonas estuarinas, pois estas comportas estão, na maioria do tempo, abertas. São fechadas só e exclusivamente quando necessário.

Abrigos

Neste ponto faz-se referência a estruturas que, não sendo uma barreira artificial criada ao avanço da água, têm funções de abrigo para pessoas aquando da ocorrência de fenómenos de maremoto.

Assim e segundo o referido em PIMANMAS, *et al.* (2010), um abrigo consiste numa estrutura elevada, com boas acessibilidades, de forma a permitir a afluência de pessoas em cenário de ocorrência de maremotos. Estas estruturas devem ser localizadas nos caminhos de evacuação, na área de influência do fenómeno, para que as pessoas o consigam alcançar após o alerta de maremoto. Na Figura 2.37 é apresentada uma imagem de um abrigo contra risco de maremoto, localizado em *Shirahama*, Japão. Este abrigo tem uma elevação de 11,50 m baseado na cota de máxima cheia do maremoto produzida por um sismo em 1854.



Figura 2.37 – Imagem de um abrigo para 700 pessoas, localizado em *Shirahama* Japão (UAF-GI, 2010).

A determinação das dimensões do abrigo é feita com base no número de habitantes daquela zona, e requer uma área mínima por cada habitante de 2m^2 . Tendo em conta aspectos económicos o abrigo tem de ser projectado para servir a população em situações normais, sem a ocorrência de maremotos, como por exemplo utilização por turistas como miradouro (Figura 2.37).

2.3 – Alterações climáticas

Segundo BATES, *et al.* (2008), o ciclo hidrológico está intimamente ligado com as mudanças na temperatura atmosférica e radiação solar. O aquecimento climático nas décadas recentes é inequívoco, como agora se torna evidente das observações dos aumentos das temperaturas médias globais do ar e dos oceanos, fusão generalizada do gelo e da neve, e aumento do nível global do mar.

2.3.1 – Nível médio das águas do mar

Tendo em conta o referido em BATES, *et al.* (2008), o NMM tem vindo a subir e há certezas de que a taxa da subida aumentou entre a metade do século XIX e a metade do século XX. A taxa média era $1,7 \pm 0,5$ mm/ano para o século XX, $1,8 \pm 0,5$ mm/ano para o período compreendido entre os anos de 1961 a 2003, e $3,1 \pm 0,7$ mm/ano para o período compreendido entre os anos de 1993 a 2003.

Segundo o referido em DIAS, *et al.* (2006), os resultados dos marégrafos das estações de Cascais e Lagos apontam para uma subida do NMM, desde o início do século XX, de $1,3 \pm 0,1$ mm/ano e $1,5 \pm 0,2$ mm/ano, respectivamente.

Considerando o referido em ISIDORO, *et al.* (2008) a Administração da Região Hidrográfica do Algarve (ARH - Algrave) aconselha a consideração, para efeitos de estudos e projectos, de que o NMM subirá 0,49m nos próximos 100 anos.

Esta temática é de extrema importância, pois como se verá mais a frente, a subida do NMM é determinante para estudos da natureza do presente trabalho ou projectos que envolvam a construção ou remodelação de estruturas costeiras. Sendo que a não consideração da subida do NMM pode por em causa a credibilidade ou efectividade, dos estudos ou projectos, respectivamente.

2.4 – Técnicas de modelação

Neste tópico são apresentados os métodos mais utilizados para efectuar modelos hidrológicos e hidrodinâmicos.

2.4.1 – Modelação hidrológica

Segundo GOMES, *et al.* (2005), a modelação hidrológica visa encontrar a relação precipitação/ escoamento, tratando-se de um processo extremamente complexo e difícil de quantificar de forma distribuída.

Desta forma recorre-se a programas informáticos que sintetizam toda a informação relevante. Sendo que a modelação hidrológica inclui a caracterização da bacia hidrográfica, os processos hidrológicos envolvidos na transformação da precipitação em escoamento, caracterização de eventuais estruturas de armazenamento e a caracterização do escoamento em canal. O software *HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modelling System)*, desenvolvido pelo *United States Army Corps of Engineers (USACE)* permite a possibilidade de aplicação de vários métodos de cálculo para modelar cada processo hidrológico. Os mais utilizados são: o *Curve Number* para contabilizar as perdas, o método do Hidrograma Unitário Sintético (HUS), para determinação do hidrograma de cheia, curvas armazenamento – descarga para caracterização do armazenamento em albufeiras e o método de *Muskingum-Cunge* para modelar o escoamento em superfície livre.

2.4.2 – Modelação hidrodinâmica

Regra geral para se proceder à elaboração de um modelo hidrodinâmico recorre-se a programas informáticos, sendo que para modelos de rios e canais artificiais podem ser utilizados modelos unidimensionais (1D) e para modelos de estuários ou albufeiras deve recorrer-se a modelos bidimensionais (2D).

Segundo STEFFLER, *et al.* (2002), o avanço na capacidade computacional e na tecnologia da programação, permitem fazer uma análise mais detalhada na temática da modelação hidráulica. Assim é possível recorrer a modelos hidráulicos mais precisos, mais aproximados da realidade, e com resultados mais rigorosos.

Modelos unidimensionais

Segundo COOK (2008), os modelos 1D assumem que o escoamento, no leito normal e no leito de cheia, apenas se processa segundo o eixo longitudinal da linha de água. Os níveis de água

em cada secção e as perdas de carga são determinados com base na resolução da equação da conservação de massa e da equação da conservação da quantidade de movimento. Refere-se ainda que nalgumas situações o nível da água pode variar muito do leito principal para o leito de cheia, sendo necessário, nestes casos, a consideração de duas linhas de águas distintas. Uma para o leito de principal e outra para o leito de cheia (BRUNNER, 2010).

Refere-se o enunciado em CHOW, *et al.* (1988), que indica as limitações deste tipo de modelos:

- A profundidade e velocidade variam apenas ao longo do eixo longitudinal, assume-se assim que, a velocidade é constante e que a superfície da água é horizontal perpendicularmente ao eixo longitudinal de cada secção;
- É assumido que o caudal varia gradualmente ao longo do canal de escoamento, sendo que as pressões hidrostáticas prevalecem e as acelerações podem ser desprezadas;
- O eixo longitudinal do canal é aproximadamente uma linha recta;
- O declive do leito do canal é baixo e fixo, considerando nulos os efeitos de erosão e deposição;
- A equação de *Manning* pode ser usada para descrever os efeitos da resistência ao escoamento pois são aplicados coeficientes de resistência para o regime de escoamento uniforme turbulento;
- O fluido é incompressível e de constante densidade ao longo do caudal.

Com o objectivo de materializar os conceitos básicos associados aos modelos unidimensionais faz-se referência ao programa de cálculo hidráulico *HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System)*, desenvolvido pelo USACE.

Modelos bidimensionais

Relativamente aos modelos de cálculo hidráulico 2D, e tendo em conta o referido em STEFFLER, *et al.* (2002), pode-se dizer que estes modelos resolvem a equação da conservação de massa e duas componentes horizontais da equação da conservação da quantidade de movimento. Comparativamente aos modelos 1D, estes modelos devolvem duas componentes horizontais de velocidade e uma altura de água em cada ponto ou nó. Por outro lado a distribuição vertical das velocidades são assumidas como constantes e as pressões são assumidas como hidrostáticas. Refere-se ainda que efeitos tridimensionais importantes não são considerados no cálculo.

De forma a consolidar a informação neste tópico pode-se considerar, não como uma regra, que os modelos 1D são mais vocacionados para modelação de canais, onde o comprimento é muito superior à largura, e os modelos 2D são mais vocacionados para modelação de estuários ou albufeiras.

2.5 – Amortecimento de cheia

Considerando o enunciado em COSTA, *et al.* (2011), o hidrograma de uma determinada secção de um rio sofre uma profunda alteração quando, nesse rio é construída uma barragem. Desta forma quando a água escoa através de um descarregador, com uma determinada altura forma-se um sobre-armazenamento, com a mesma altura, em toda a área inundada da albufeira. Este armazenamento corresponde ao volume que fica retido pela barragem e que só sairá ao fim de algum tempo. Este fenómeno é denominado de amortecimento da cheia.

Porém o efeito do amortecimento pode variar, estando directamente dependente de vários factores. A intensidade de precipitação, o tempo de concentração da bacia hidrográfica, a curva cota-volume da bacia hidrográfica, o nível de água actual e das dimensões do descarregador da barragem. De forma indirecta o amortecimento de cheia também pode ser influenciado pelas condições a jusante do descarregador

Segundo o referido em BENTLEY (2005) o método do *Level Pool Routing* é um procedimento matemático que modela a resposta de uma albufeira a um evento de precipitação. Distribuindo o hidrograma de cheia através de uma albufeira, é possível determinar a variação da cota da superfície da água, o caudal escoado e o armazenamento, durante e depois do evento de precipitação.

Seguidamente é apresentada a equação da continuidade discretizada em função do tempo, na qual se relaciona o armazenamento na albufeira com o caudal escoado pelo descarregador da barragem. Sendo a expressão base do método do referido anteriormente.

$$\int_{S_j}^{S_{j+1}} dS = \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} I(t) dt - \int_{j\Delta t}^{(j+1)\Delta t} Q(t) dt \quad (2.1)$$

onde:

S – Armazenamento (m³);

I – Entradas (m³/s);

t – Tempo (s);

Q – Caudal escoado pelo descarregador (m³/s).

3 – CARACTERIZAÇÃO DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÉQUA/GILÃO

Neste capítulo é apresentada a caracterização da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão, para a situação de referência, o Cenário A, incidindo nomeadamente na caracterização fisiográfica, na caracterização da precipitação e na caracterização do tipo e uso do solo do solo. Finalmente são calculados os números de escoamento.

Esta caracterização tem uma grande importância, pois uma das variáveis consideradas neste estudo, os fenómenos de precipitação extrema, ocorrem por toda a bacia hidrográfica e são a causa dos caudais de ponta de cheia considerados no cálculo da probabilidade de ocorrência de cheia.

3.1 – Localização

A bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão localiza-se no Sotavento Algarvio, sensivelmente a Poente de Tavira, sendo abrangida pelas folhas números 590, 598, 599, 607 e 608, da carta militar à escala 1/25000, publicadas em 1980 e consultadas na Biblioteca da Universidade do Algarve. Na Figura 3.1 pode observar-se o enquadramento regional da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão, sendo que a mesma ocupa cerca de 4,5% da área da região do Algarve.

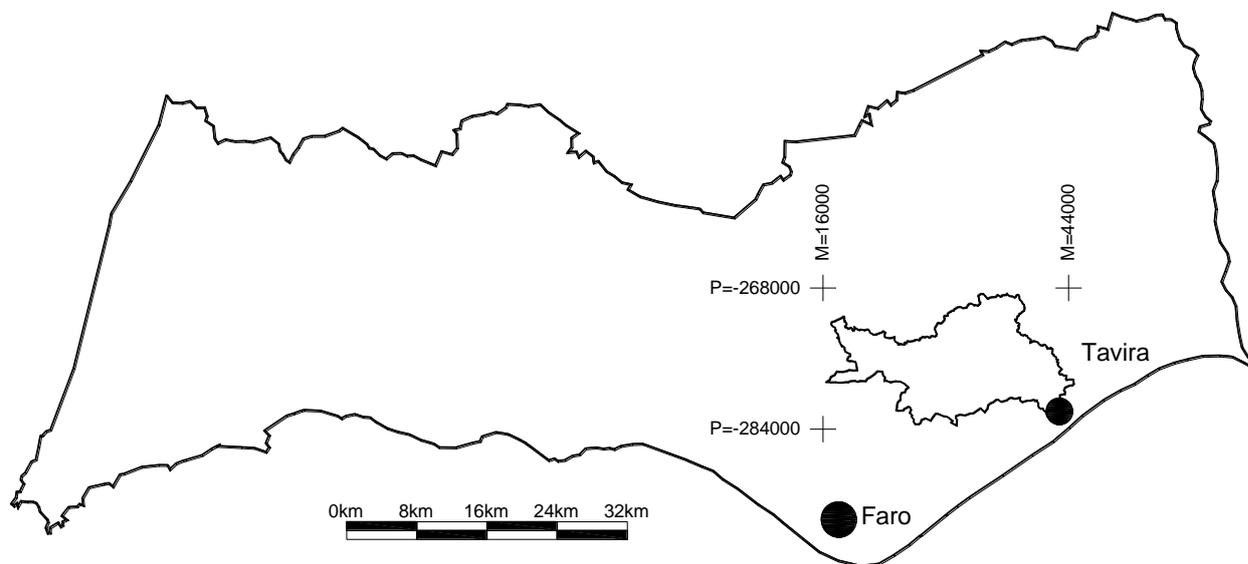


Figura 3.1 – Enquadramento regional da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.

3.2 – Descrição prévia

Esta bacia hidrográfica tem uma área de 221 km² e é composta por três grandes sub-bacias hidrográficas: a sub-bacia da Ribeira de Alportel, a sub-bacia da Ribeira da Asseca e a sub-bacia do Rio Séqua (Figura 3.2).

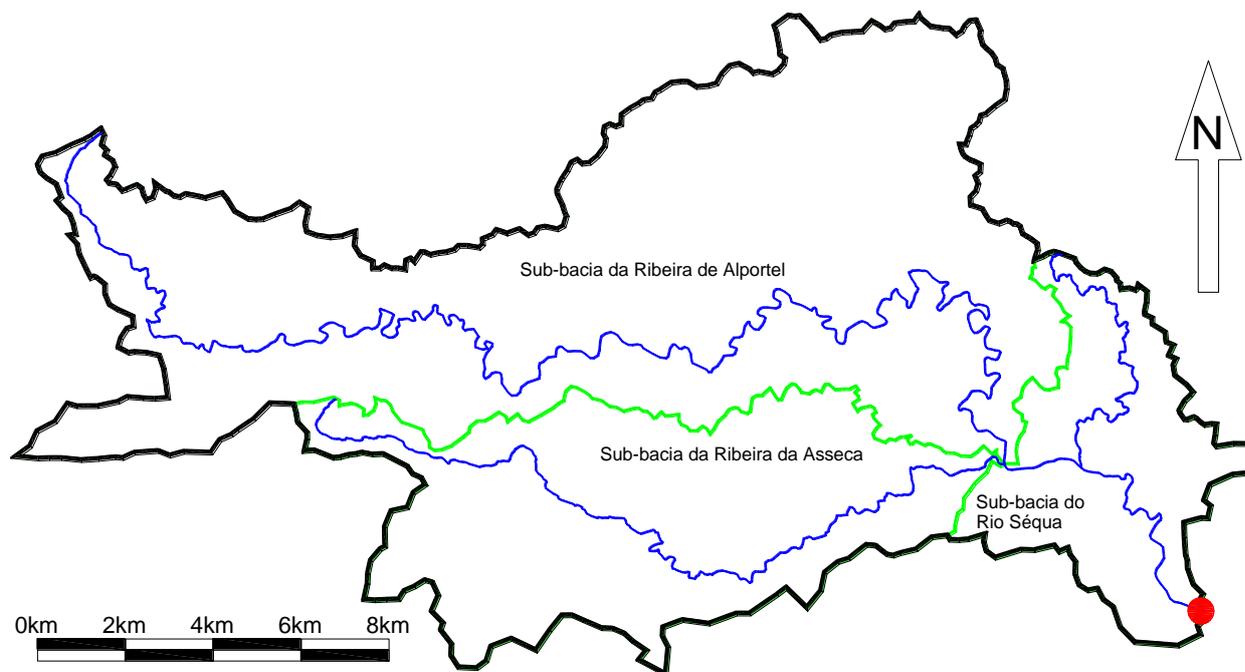


Figura 3.2 – Sub-bacias que constituem a bacia hidrográfica em estudo. Esquema que representa as três sub-bacias hidrográficas, delimitadas pela linha a verde. Observam-se também a respectiva rede hidrográfica principal e a secção de referência (círculo vermelho).

A Ribeira de Alportel nasce à cota de 500 m, próximo do sítio do Barranco do Velho e a Ribeira da Asseca nasce à cota de 330 m próximo do sítio do Bico Alto. Estas duas linhas de água unem-se próximo do sítio dos Moinhos da Rocha, criando o Rio Séqua. Por outro lado a Ribeira do Zimbral nasce à cota 240 m, sendo a sua afluência ao Rio Séqua localizada próximo do sítio de São Domingos. A partir da Estrada Nacional N125, esta linha de água, o Rio Séqua, muda de denominação para Rio Gilão, desaguando nas Quatro Águas, em plena Ria Formosa³. Devido ao facto desta mudança de denominação, da mesma linha de água, optou-se por fazer referência à bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.

Neste estudo considerou-se que a secção de referência está localizada junto ao porto das Quatro Águas, o que corresponde ao círculo marcado a cheio na Figura 3.2.

³ A Ria Formosa consiste num sistema complexo de sapais e canais que tem várias funções, nomeadamente, produção de alimentos e biomassa, regulação e protecção climática. A Ria Formosa é responsável por 80% da produção nacional de bivalves (SILVA, 2010). Este sistema estende-se desde o Rio Ancão até à Praia da Manta Rôta.

3.3 – Fisiografia da bacia

Neste tópico é caracterizada a bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão tendo em conta os parâmetros fisiográficos mais relevantes para o estudo em causa. Sendo eles: área da bacia, comprimento da linha de água, declive equivalente da linha de água principal, tempo de concentração e tempo de resposta da bacia hidrográfica (*lag – time*). Estes parâmetros serão descritos adiante.

3.3.1 – Área

Segundo LENCASTRE, *et al.* (2010), o contorno de uma bacia hidrográfica é definido pela linha de separação de águas que divide as precipitações que caem na bacia das caem nas bacias contíguas, e que conduz o escoamento superficial resultante para um ou outro sistema fluvial. Tendo em conta o referido anteriormente, a área da bacia hidrográfica foi determinada recorrendo à cartografia de base, a carta militar de Portugal à escala 1/25000, nomeadamente nas folhas já referidas anteriormente.

3.3.2 – Comprimento da linha de água

O comprimento da linha de água principal da bacia hidrográfica foi determinado recorrendo à análise das folhas da carta militar, anteriormente citadas. Sendo que foi escolhida a linha de água de maior comprimento.

3.3.3 – Declive equivalente da linha de água

Este parâmetro relativo ao perfil longitudinal de uma linha de água, obtém-se através da média harmónica ponderada da raiz quadrada das diversas declividades dos diversos troços da linha de água considerados e é calculado recorrendo a igualdade:

$$S = \left(\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{S_i}}} \right)^2 \quad (3.1)$$

onde:

S – Declive equivalente da linha de água (m/m);

L_i – Comprimento do troço (m);

S_i – Declive do troço (m/m).

3.3.4 – Tempo de concentração

Tendo em conta o referido em LENCASTRE, *et al.* (2010), o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo necessário para que toda a sua área contribua para o escoamento superficial, na secção de controlo. Num hidrograma resultante de uma precipitação útil que cubra toda a bacia hidrográfica, o tempo de concentração, corresponde ao intervalo de tempo que decorre entre o término da precipitação e a ocorrência de um ponto de inflexão na curva de decrescimento, desse hidrograma.

Existem algumas fórmulas empíricas que permitem calcular o tempo de concentração de uma bacia hidrográfica, neste estudo foi utilizada a fórmula de *Kirpich*. Equação (3.2).

$$t_c = 0.39 \times \left(\frac{L^2}{S} \right)^{0.385} \quad (3.2)$$

onde:

t_c – Tempo de concentração (h);

L – Comprimento da linha de água principal (km);

Segundo CHOW, *et al.* (1988) esta formulação foi desenvolvida pelo NRCS para sete bacias hidrográficas rurais localizadas no Estado do *Tennessee* com canais de escoamento bem definidos. Desta forma julga-se que este método de cálculo do tempo de concentração se adequa à bacia do rio Séqua/Gilão.

3.3.5 – Tempo de resposta da bacia hidrográfica

Tendo em conta o referido em CHEN, *et al.* (2002), o tempo de resposta da bacia hidrográfica é definido com sendo o intervalo tempo entre os centróides do hietograma de projecto e do hidrograma. Este tempo de resposta pode ser calculado de forma aproximada recorrendo a expressão matemática que se apresenta em seguida (FELDMAN, 2000):

$$t_L = 0.60 \times t_c \quad (3.3)$$

onde:

t_L – Tempo de resposta da bacia hidrográfica (h);

Na Tabela 3.1 são apresentados os parâmetros fisiográficos, necessários para a caracterização das três sub-bacias hidrográficas.

Tabela 3.1 – Parâmetros fisiográficos de caracterização das sub-bacias hidrográficas. Nesta tabela são apresentados os parâmetros fisiográficos para a situação actual.

Parâmetro	Sub-bacia		
	Alportel	Asseca	Séqua
Área (km ²)	133,26	58,87	28,96
Comprimento da linha de água (km)	49,51	22,61	15,82
Declividade equivalente constante (adm)	0,00623	0,00926	0,00452
Tempo de concentração (h)	9,44	4,43	4,44
Lag-time (h)	5,67	2,66	2,66

Embora os tempos de concentração obtidos pelo cálculo sejam os indicados na tabela anterior, refere-se que para efeitos da determinação dos hidrogramas de cheia foi considerado um valor de 10 horas para o tempo de concentração.

3.4 – Precipitação

Segundo CHOW, *et al.* (1988) a precipitação inclui a chuva, a neve e demais processos mediante os quais a água ou granizo caem na superfície terrestre. A formação da precipitação requer a elevação de uma massa de água na atmosfera de tal maneira que arrefeça e parte da sua humidade condense e precipite. Os três processos principais para a elevação das massas de ar podem ser consultados de forma pormenorizada em GeoKonda (2006).

Para calcular a precipitação para um dado período de retorno, foram aplicadas as curvas Intensidade, Duração, Frequência (IDF), publicadas no Decreto Regulamentar 23/95 de 23 de Agosto, também conhecido como Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (Tabela 3.2). Observando o referido documento legislativo refere-se que a bacia hidrográfica em estudo se encontra na região pluviométrica “A”.

Tabela 3.2 – Parâmetros das curvas IDF. Parâmetros para o cálculo das intensidades de precipitação, para a região pluviométrica “A”, em função do período de retorno “T”. Adaptado de AR (1995).

Região pluviométrica “A”		
T (anos)	Parâmetro “a”	Parâmetro “b”
2	202,72	-0,577
5	259,26	-0,562
10	290,68	-0,549
20	317,74	-0,538
50	349,54	-0,524
100	365,62	-0,508

Sendo a expressão matemática para o cálculo da intensidade de precipitação determinada pela seguinte igualdade:

$$I = a \times t^b \quad (3.4)$$

onde:

- I – Intensidade de precipitação (mm/h);
- a, b – Parâmetros das curvas IDF (adm);
- t – Duração da precipitação (min).

As curvas IDF determinam, para um dado posto udográfico, a relação entre a intensidade de precipitação e a duração, dessa precipitação, associada a um período de retorno. Desta forma a área de influência desse posto udográfico é caracterizada de acordo com o padrão de precipitação. Esta padronização recorre à análise de eventos de precipitação anteriores, assumindo-se que os eventos anteriores continuam a representar os dados estatísticos, no futuro. A designação de precipitações intensas está associada à ocorrência de volumes precipitados significativos nos incrementos de duração de chuvada usuais, os quais podem durar desde 5 minutos até 48 horas (BRANDÃO, *et al.*, 2001).

Segundo MATIAS (2006) as curvas IDF utilizadas neste trabalho não contemplam durações acima das 2 horas. Mas estando as mesmas contidas num documento legislativo, estas curvas IDF prevalecem sobre as restantes disponíveis.

Seguidamente foram calculados os hietogramas de projecto, recorrendo ao método dos blocos alternados, referido em CHOW, *et al.* (1988), com uma discretização temporal de 2 horas.

Optou-se por utilizar este método por forma a maximizar as estimativas dos caudais de ponta de cheia, sendo a situação mais conservativa para este estudo.

Considerou-se uma duração da precipitação igual ao tempo de concentração da bacia hidrográfica, sendo o seu valor de 10 horas, correspondendo ao tempo de concentração mais elevado, o da sub-bacia da Ribeira de Alportel (9,44 horas). Desta forma garante-se que toda a bacia hidrográfica, do Rio Séqua/Gilão, está a contribuir para o escoamento superficial, sendo esta a condição mais desfavorável.

No anexo A.1 é possível observar os vários hietogramas de projecto, em função do período de retorno da precipitação.

3.5 – Tipos de solo

A classificação dos solos foi feita de acordo com os dados do Serviço de Reconhecimento e de Ordenamento Agrário (SROA). Esta classificação tem por base uma carta de solos à escala 1:50.000, elaborada em 1965 e actualizada em 1975. A caracterização dos solos é elaborada tendo em conta as zonas geológico-geográficas e paisagísticas da região do Algarve (KOPP, *et al.*, 2000).

Segundo KOPP, *et al.* (2000), o sistema de classificação da *Food and Agriculture Organization* (FAO) será o método de classificação de solos mais usado e difundido no mundo e, por isso, uma plataforma ideal para o desenvolvimento de trabalho de inventariação e cartografia de solos ao nível de cada país. Assim a classificação do SROA está de acordo com a da classificação da FAO, surgindo apenas diferenças ao nível da legenda. Desta forma é possível dar resposta à globalização e as questões ambientais, as quais necessitam de ser harmonizadas e correlacionadas com as linguagens técnicas, como as usadas nas ciências do solo.

Para completar a informação relevante, relativa ao tipo de solo da bacia hidrográfica do rio Séqua/Gilão é apresentada a Tabela A.1 (Página 111) presente no anexo A.2, na qual constam as classes taxonómicas, as suas descrições e as respectivas percentagens de área de cada tipo de solo identificado.

De acordo com a bibliografia referida anteriormente, a Figura 3.3 mostra a distribuição dos solos da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão, considerando as suas classes taxonómicas.

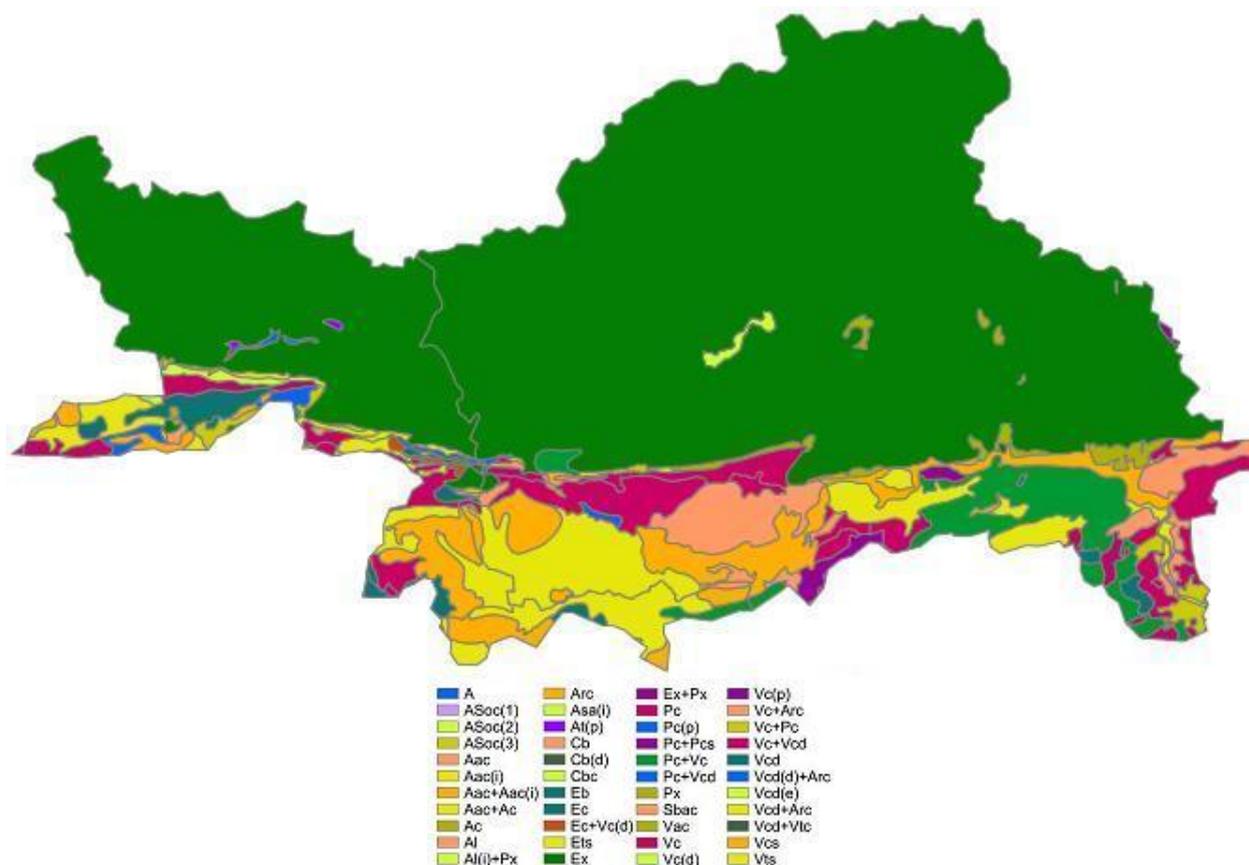


Figura 3.3 – Classes taxonómicas do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão. Esta figura mostra a distribuição espacial dos solos de acordo com as classes taxonómicas. Observa-se a predominância da classe de solo “Ex – Solos incipientes. Litossolos dos climas sub-húmidos e semiáridos de xistos ou grauvaques”.

3.6 – Usos do solo

À semelhança do que foi referido no título anterior, a caracterização do uso do solo deve também ser baseada em cartografia que descreva de forma clara e concisa o seu uso. Para tal foram utilizadas as cartas de ocupação do solo de 1990⁴, à escala 1:25000 provenientes do Instituto Geográfico Português (IGP). Refere-se que existe uma outra cartografia, do mesmo instituto, mais actualizada, do ano de 2007, mas a mesma não foi utilizada por não se tratar de um produto gratuito.

Com base na cartografia referida anteriormente e tendo em conta o traçado da bacia hidrográfica, foram determinadas os vários usos do solo da bacia em análise (Figura 3.4).

⁴ As cartas de ocupação do solo utilizadas neste estudo são da série COS'90, foram obtidas entre Julho e Agosto de 1990 e encontram-se disponíveis em <http://www.igeo.pt/produtos/CEGIG/COS.htm>

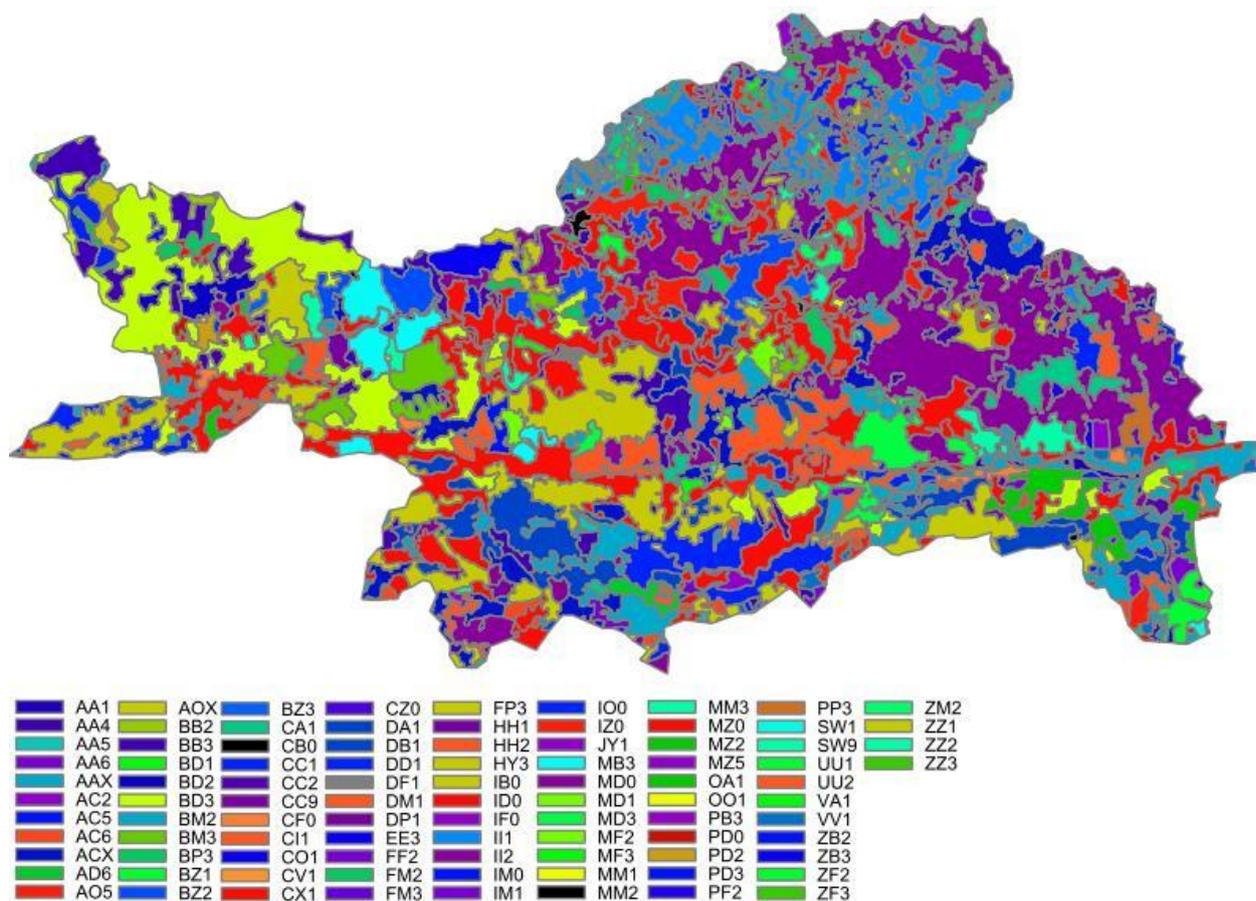


Figura 3.4 – Classes de uso do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.

Com o objectivo de elucidar o significado da legenda da figura anterior é apresentada a Tabela A.2 (Página 113) presente no anexo A.3, na qual podem ser observadas as descrições de cada uso do solo, bem como a respectiva percentagem de área de solo, presente na bacia. Esta descrição foi baseada em IGP (2007).

3.7 – Números de escoamento

Os números de escoamento são determinados com base nas classes taxonómicas do solo e nas classes de uso do solo (LANÇA, 2000). Com base nesta informação é possível atribuir propriedades a estas classes.

Em seguida e tendo como base o uso do solo recorreu-se à informação contida nas tabelas referidas em INAG (2009) que relacionam os usos do solo com um número de escoamento para cada grupo hidrológico. Na Tabela A.3 (Página 115), presente no anexo A.4, é possível observar os vários números de escoamento em função dos vários possíveis grupos

hidrológicos, para cada uso do solo.

Seguidamente e tendo como base o tipo de solo recorreu-se à classificação textural, referida em COSTA, *et al.* (2011) para atribuir um grupo hidrológico, a cada tipo de solo, em função da sua composição. Na Tabela A.4 (Página 117), a qual faz parte integrante do anexo A.4, observa-se a correspondência referida anteriormente.

Intersectando da informação do tipo de solo com o uso desse solo e a respectiva área da mancha de solo é possível determinar um número de escoamento ponderado para cada sub-bacia (Figura 3.5).

A ponderação referida anteriormente foi elaborada de acordo com a seguinte equação:

$$CN_{SB} = \frac{\sum CN_s \times A_s}{A_{SB}} \quad (3.5)$$

CN_{SB} – Número de escoamento da sub-bacia hidrográfica (adm);

A_{SB} – Área da na sub-bacia hidrográfica (m²);

CN_s – Número de escoamento de cada mancha de solo da sub-bacia hidrográfica (adm);

A_s – Área de cada mancha de solo da sub-bacia hidrográfica (m²);

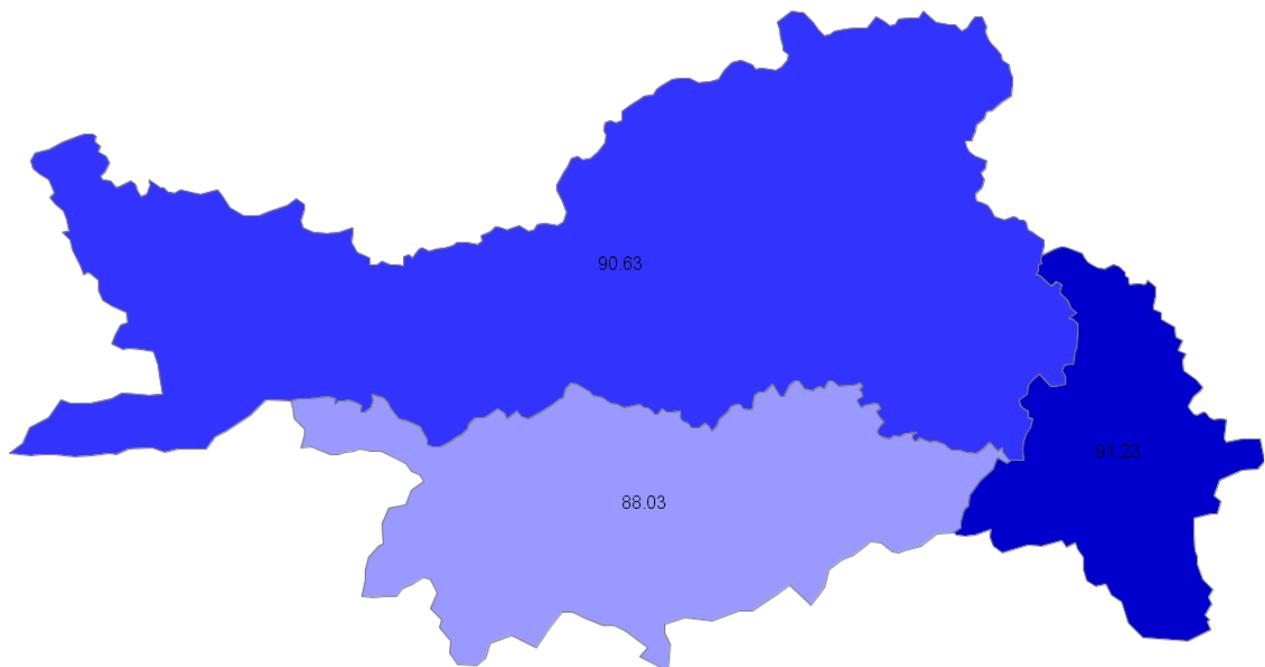


Figura 3.5 – Números de escoamento para cada sub-bacia considerada.

4 – CARACTERIZAÇÃO DAS CHEIAS NO RIO SÉQUA/GILÃO

Neste capítulo é elaborada a caracterização das cheias, para as condições que estão actualmente impostas na bacia hidrográfica em análise, condição que se denominou de Cenário A.

4.1 – Modelo hidrológico

Com base na informação sobre as características fisiográficas da bacia hidrográfica (Tabela 3.1, página 53), foi criado o modelo hidrológico recorrendo ao programa de cálculo hidrológico HEC-HMS, na versão 3.5.

Para que a modelação hidrológica seja o mais aproximada possível da realidade é necessário ter em conta vários factores, tais como as perdas iniciais da precipitação, a transformação da precipitação efectiva em escoamento superficial e a caracterização do escoamento em superfície livre.

Segundo o referido em FELDMAN (2000), as perdas iniciais da precipitação podem ser determinadas recorrendo ao método *Curve Number* desenvolvido pelo NRCS. Este método é implementado aplicando a seguinte expressão matemática:

$$P_e = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad (4.1)$$

onde:

P_e – Precipitação efectiva (mm);

P – Precipitação (mm);

I_a – Perdas iniciais (mm/h);

S – Capacidade de armazenamento do solo (mm).

Segundo USDA (1986), a parcela I_a , inclui todas as perdas, antes do início do escoamento superficial, e podem se consideradas em 20% da capacidade de armazenamento do solo, conforme se apresenta na equação seguinte:

$$I_a = 0.2 \times S \quad (4.2)$$

Por outro lado a parcela que contempla a capacidade de armazenamento do solo é relacionada com o seu número de escoamento, e é obtida de acordo com a seguinte expressão:

$$S = \frac{25400 - 254 \times CN}{CN} \quad (4.3)$$

onde:

CN – Número de escoamento (adm).

As expressões matemáticas anteriores são calculadas para cada intervalo de tempo, sendo que no presente estudo o intervalo de tempo utilizado foi de 1 minuto.

Relativamente ao processo de transformação da precipitação efectiva em escoamento superficial, foi utilizado o método do HUS, desenvolvido pelo NRCS. Considerando o referido em PAÇO (2008), o HUS do NRCS, consiste num HUS adimensional, que foi inicialmente desenvolvido com base em registos de pequenas bacias hidrográficas de uso agrícola. Posteriormente o modelo foi generalizado para outros tipos de uso do solo.

O HUS do NRCS é um hidrograma curvilíneo adimensional que apresenta no eixo das ordenadas o caudal como fracção do caudal de ponta (q/q_p) e no eixo das abcissas os instantes como fracção do instante de ocorrência do caudal de ponta (t/t_p). Este hidrograma adimensional provém de observação de caudais, sendo que 37.5% do volume da cheia ocorria até se atingir o instante correspondente ao caudal de ponta (t_p) e que os tempos de base dos hidrogramas de cheia (t_b) aproximavam-se do quádruplo dos instantes de ocorrência dos caudais de ponta de cheia, t_p , (PAÇO, 2008). Na Figura 4.1 é apresentado um esquema ilustrativo do referido método, bem como a tabela que está na origem da curva do hidrograma.

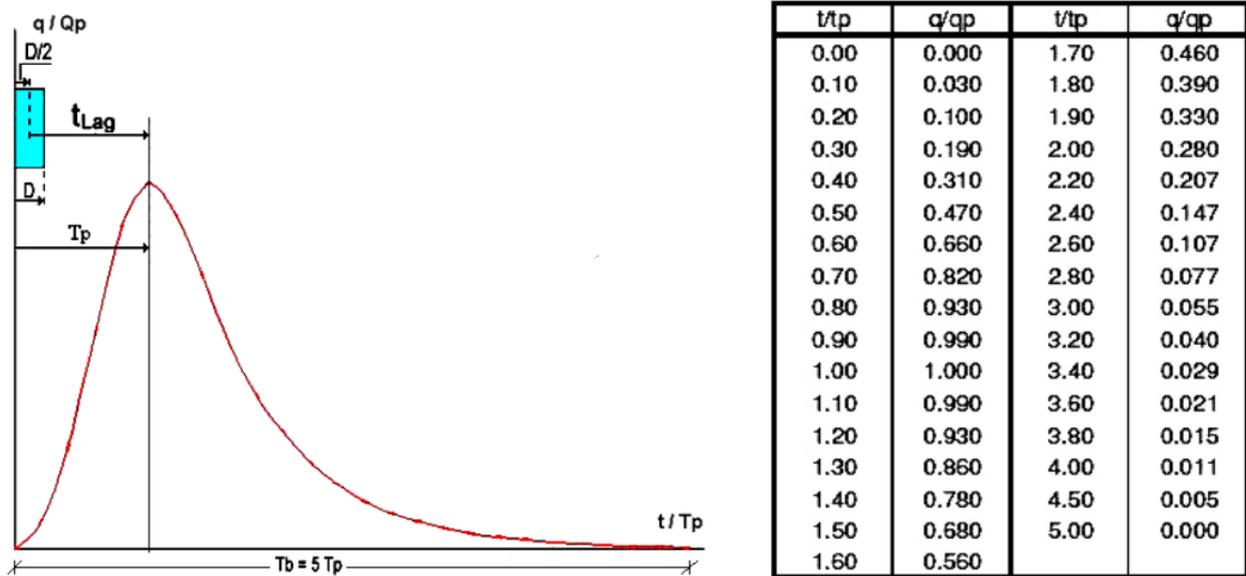


Figura 4.1 – Esquema representativo do HUS do NRCS. A tabela que se encontra associada ao hidrograma contém a relação entre q/q_p e a relação entre t/t_p , sendo estas relações que originam a forma curvilínea do hidrograma, (PAÇO, 2008).

Para determinação do HUS é aplicada a seguinte igualdade:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_{Lag} \quad (4.4)$$

onde:

t_p – Tempo de pico de cheia (h);

D – Discretização temporal do hietograma (h);

Por fim o caudal de ponta de cheia, q_p é determinado com base na seguinte igualdade:

$$q_p = \frac{0.2083 \times A_b}{t_p} \quad (4.5)$$

onde:

q_p – Caudal de ponta de cheia (m^3/s);

A_b – Área da bacia hidrográfica (km^2).

No que diz respeito à caracterização do escoamento em superfície livre neste modelo foi considerado o método de *Muskingum-Cunge*. Segundo CHOW, *et al.* (1988), o caudal pode ser calculado recorrendo à seguinte igualdade:

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 \times Q_i^{j+1} + C_2 \times Q_i^j + C_3 \times Q_{i+1}^j \quad (4.6)$$

onde:

Q – Caudal (m^3/s);

Com base na equação anterior é obtido o caudal, em cada secção i e para cada intervalo de tempo j , recorrendo a um modelo matemático de diferenças finitas. As variáveis C_1 , C_2 e C_3 , são calculadas com base nas seguintes igualdades:

$$C_1 = \frac{\Delta_t - 2 \times K \times X}{2 \times K(1 - X) + \Delta_t} \quad (4.7)$$

$$C_2 = \frac{\Delta_t + 2 \times K \times X}{2 \times K(1 - X) + \Delta_t} \quad (4.8)$$

$$C_3 = \frac{2 \times K(1 - X) - \Delta_t}{2 \times K(1 - X) + \Delta_t} \quad (4.9)$$

onde:

K – Tempo de percurso do escoamento entre duas secções (s);

Δ_t – Intervalo de tempo (s);

X – Parâmetro função da inclinação da superfície livre do escoamento (adm).

Por outro lado o tempo de percurso do escoamento entre duas secções contíguas é determinado segundo a equação seguinte:

$$K = \frac{\Delta_x}{c_k} \quad (4.10)$$

onde:

c_k – celeridade da onda cinemática (m/s);

Δ_x – Distância entre duas secções (m).

Sendo a celeridade da onda cinemática calculada pela seguinte expressão:

$$c_k = \frac{dQ}{dA_s} \quad (4.11)$$

onde:

A_s – Área da secção de escoamento (m²).

Finalmente, o parâmetro que tem em conta a inclinação da superfície livre do escoamento calcula-se com base na igualdade:

$$X = \frac{1}{2} \left(\frac{Q}{B \times c_k \times S_0 \times \Delta_x} \right) \quad (4.12)$$

onde:

B – Largura da superfície da água (m);

S_0 – Inclinação do fundo do canal (adm);

Com base em toda a informação descrita anteriormente, neste tópico, foi elaborado o modelo hidrológico propriamente dito. Na Figura 4.2 observa-se o referido modelo, após a sua implementação no programa HEC-HMS.

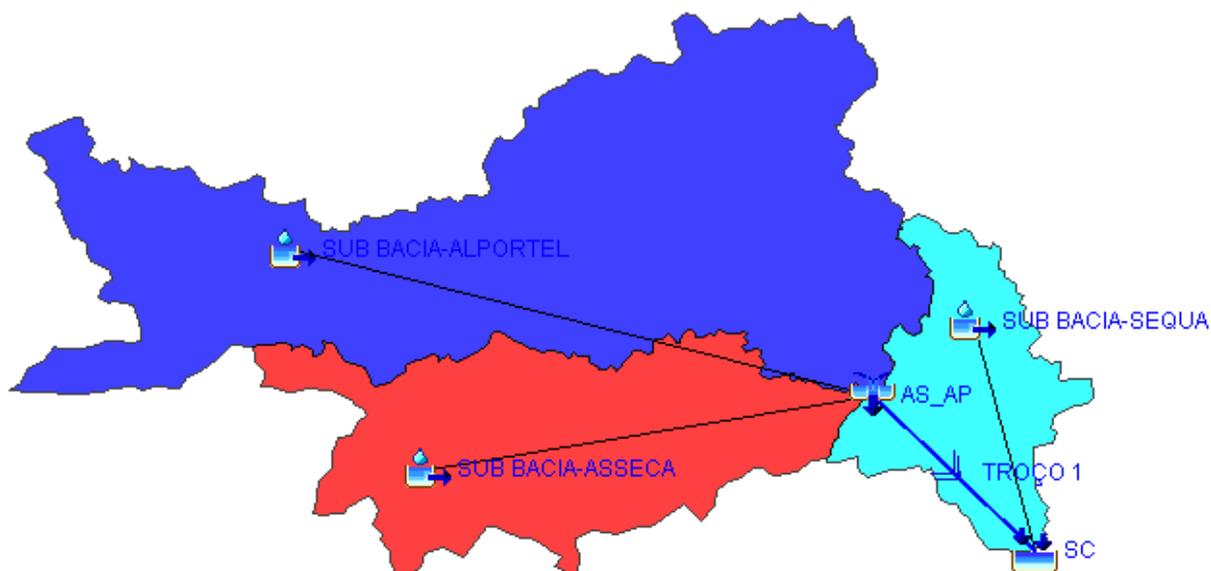


Figura 4.2 – Modelo hidrológico que caracteriza o Cenário A. As sub-bacias da Ribeira de Alportel e da Ribeira da Asseca afluem para junção “AS_AP”, para jusante o caudal segue pelo “TROÇO 1” até a secção de controlo “SC”, para onde drena também a sub-bacia do Rio Séqua.

No esquema anterior observa-se o elemento do modelo hidrológico denominado “TROÇO 1”. Este elemento caracteriza o escoamento em superfície livre do caudal que escoar desde a junção “AS_AP” até à secção de controlo “SC”. Para que a caracterização deste elemento fosse elaborada foi necessário recorrer ao levantamento topográfico, do troço em causa, contido no estudo realizado por ISIDORO, *et al.* (2008) e consultado na Câmara Municipal de Tavira. Com base nestes dados foi possível determinar as secções transversais do canal. Desta forma foi possível calcular uma secção média de forma a poder criar o modelo hidrológico no programa HEC-HMS. No anexo A.5 é possível observar o perfil longitudinal e as secções deste canal.

4.1.1 – Análise de caudais

A análise de caudais é de extrema importância para a caracterização das cheias. Desta forma elaborou-se um estudo dos caudais escoados, na secção de controlo, em função do período de retorno da precipitação que deu origem a esse caudal (Tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno considerado, provenientes do modelo hidrológico do Cenário A.

Período de Retorno (anos)	Caudal (m ³ /s)
2	176,80

Período de Retorno (anos)	Caudal (m ³ /s)
5	295,50
10	387,70
20	477,90
50	603,00
100	720,10
1000	2265,90

Na Figura 4.3 são apresentados os hidrogramas de cheia, relativos ao Cenário A, para períodos de retorno de 10 e 100 anos. São indicados os valores da ponta de cheia, sendo que estes valores de caudal ocorrem na secção de controlo cerca de 12 horas após o início da precipitação. A descontinuidade no ramo ascendente do hidrograma é devida ao caudal da sub-bacia do Rio Séqua.

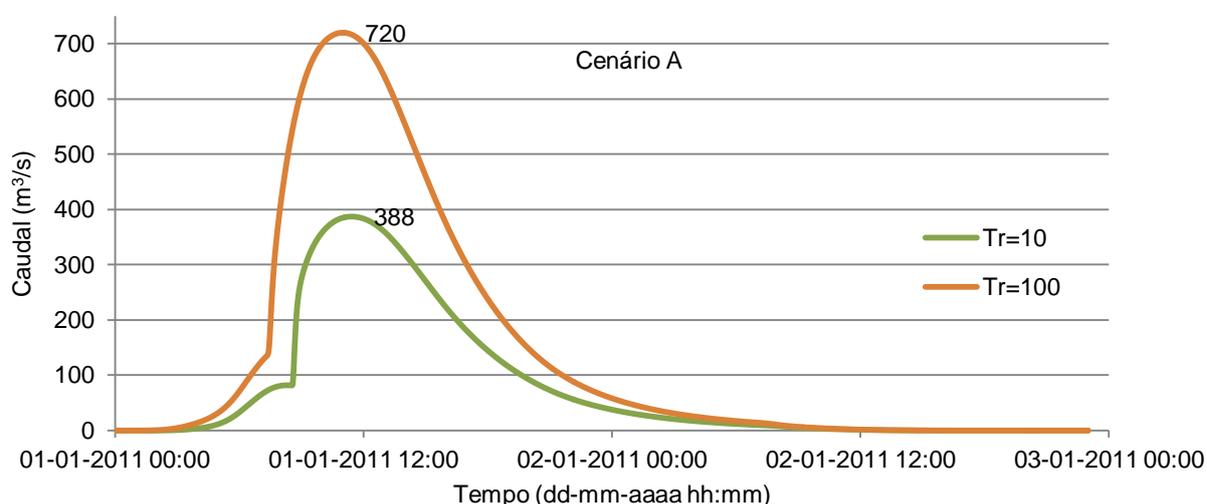


Figura 4.3 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário A, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos. As datas apresentadas correspondem ao período em que o hidrograma foi obtido.

Com base nos resultados obtidos anteriormente, os pares ordenados caudal/período de retorno, determinou-se uma função que expressasse qualquer período de retorno a partir de um caudal. A determinação da função foi elaborada recorrendo a vários tipos de linhas de tendência, sendo que se optou por uma função do tipo potencial. Este tipo de função foi escolhido por ser a que melhor se adaptava à distribuição de valores.

Na Figura 4.4 observa-se o que foi referido anteriormente bem como a função matemática obtida a partir da análise da linha de tendência. Porém esta função é uma aproximação, mas observando o factor de correlação R^2 , pode-se dizer que os desvios dos caudais, relativamente à função são muito reduzidos.

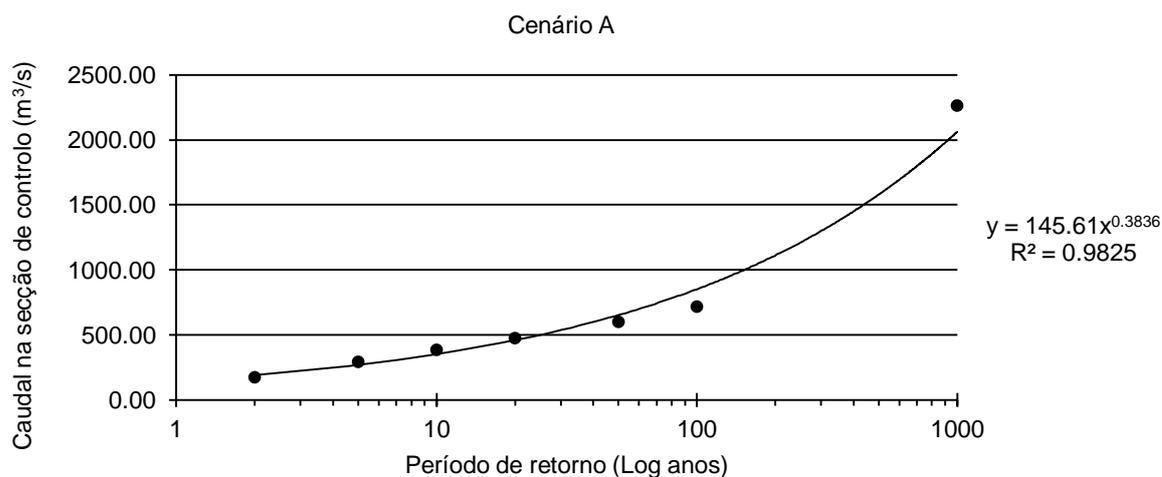


Figura 4.4 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.

4.2 – Modelo hidrodinâmico

Conforme foi referido anteriormente o estudo hidrodinâmico visa simular a capacidade de vazão de um canal de escoamento, natural ou artificial, e determinar as cotas e velocidades do escoamento, em cada secção do canal, durante a ocorrência de eventos de cheia.

Tendo em conta a informação topográfica e dimensional contida no estudo realizado por ISIDORO, *et al.* (2008), relativamente às cotas do canal e às dimensões das obras de arte do troço do Rio Séqua/Gilão analisado neste trabalho, foram determinadas as secções transversais do troço de rio estudado.

Na Figura 4.5 é possível observar a disposição, em planta, das secções transversais analisadas. No anexo A.5 pode-se observar o respectivo perfil longitudinal e também as dimensões das referidas secções. Após visita ao local e tendo em conta os coeficientes de *Manning* contidos em CHOW, *et al.* (1988), foi considerado um valor de $0,035 \text{ s/m}^{1/3}$ para o leito principal e $0,050 \text{ s/m}^{1/3}$ para o leito de cheia.

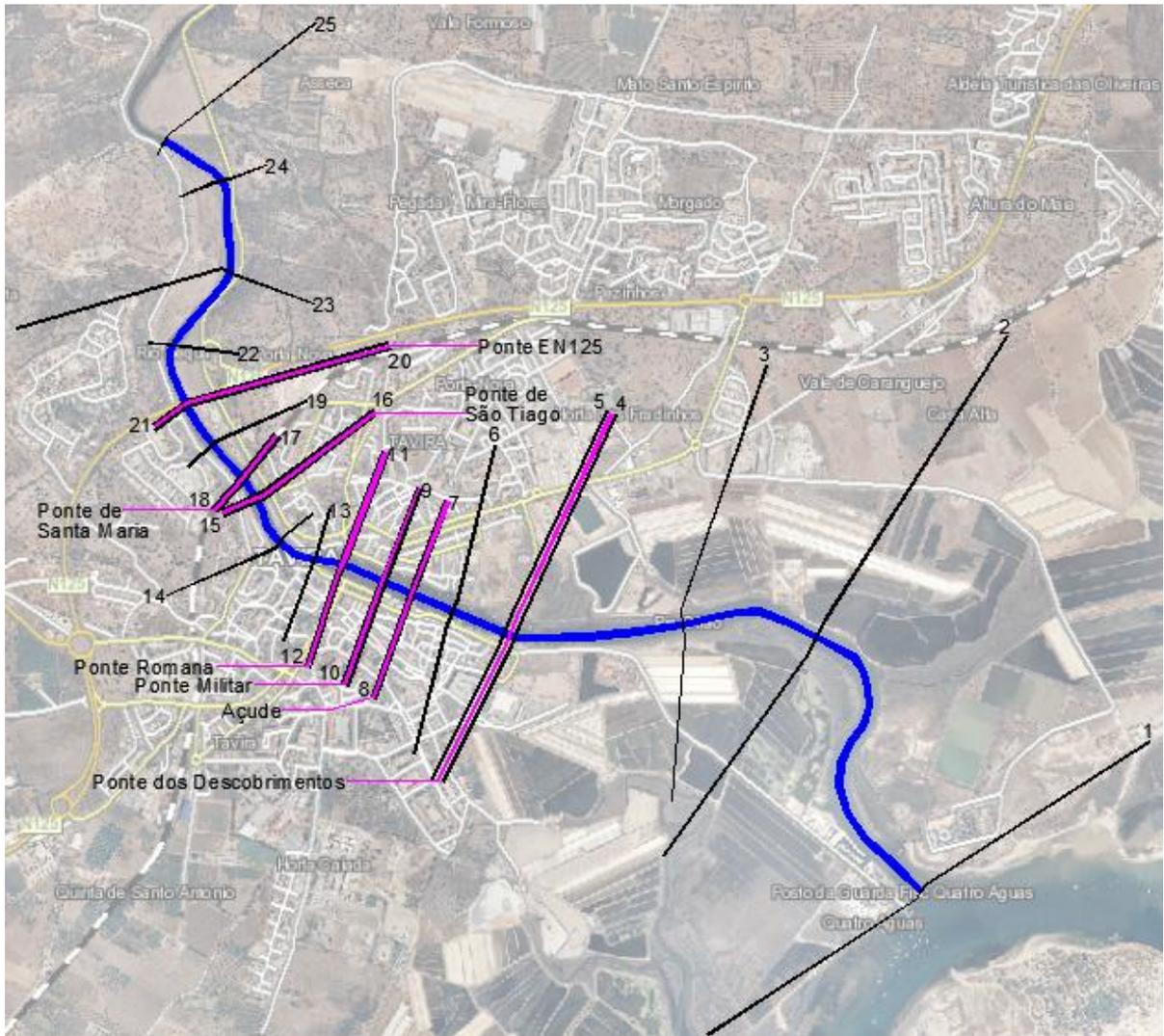


Figura 4.5 – Localização das secções ao longo do troço de rio estudado. Esquema representativo da localização em planta das secções consideradas neste estudo, sendo a secção 25 o início do troço e a secção 1 a secção de controlo.

Conforme já foi referido anteriormente foi imposta uma cota de referência, Z_{ref} , (Figura 4.6), valor máximo que o nível do escoamento poderá atingir para qualquer combinação de caudal/nível de maré.



Figura 4.6 – Implementação de uma cota de referência. Esta fotografia corresponde à secção 12, do modelo hidrodinâmico, e observa-se a consideração de um nível de referência.

Com base na informação descrita anteriormente e recorrendo ao programa informático HEC-RAS na versão 4.1, procedeu-se à implementação do modelo hidrodinâmico. Porém, refere-se que foram consideradas as seguintes hipóteses (ISIDORO, *et al.*, 2008):

- O escoamento é unidireccional;
- O regime é permanente;
- A linha de água é discretizada em secções transversais definidas nos locais onde existem alterações da geometria do leito, proximidade de obras de arte ou outras infra-estruturas;
- O cálculo dos níveis para todas as secções transversais é determinado pela resolução da equação de conservação da energia;
- Nas zonas urbanas com forte densidade de construção, foi considerado que a água sai do leito e retorna na mesma secção transversal. Para conseguir este efeito, a área e o perímetro molhado das secções transversais associadas a este tipo de ocupação são considerados na equação de conservação da massa, mas não na equação de conservação da quantidade de movimento;
- A perda de carga nas estruturas hidráulicas é calculada com base na equação de conservação da energia.

4.2.1 – Condições de fronteira

As condições de fronteira do modelo hidrodinâmico correspondem, na secção mais a montante do troço de rio estudado, a um caudal. Por outro lado na secção mais a jusante do troço, corresponde a um nível de água produzido pela maré. Foram criados vários níveis de maré de forma a conseguir uma variação perceptível no caudal, aquando da execução computacional do modelo hidrodinâmico, garantindo que este caudal nunca produzisse um nível de água superior à cota 2,50 m, na secção 12⁵. Conforme foi referido anteriormente, este nível corresponde a uma altura de água de cerca de 0,20 m acima da muralha da margem direita do rio, junto ao Mercado da Ribeira (secção 8), sendo que este nível foi adoptado como referência para este trabalho.

Com base no que foi referido anteriormente apresenta-se a Tabela 4.2, na qual se observam os vários níveis de maré considerados e os respectivos caudais que escoam a uma cota igual a 2,50 m.

⁵ A secção 12 é a secção transversal imediatamente a montante da Ponte Romana.

Tabela 4.2 – Níveis de maré considerados no estudo. Observam-se os caudais que originam um escoamento com um nível de 2,50 m, numa secção imediatamente a montante da PR, em função do nível de maré considerado.

Nível considerado	Nível da maré (m)	Caudal (m ³ /s)
Máxima preia-mar (subida do NMM)	2,28	240
Máxima preia-mar	1,79	353
Maré com 1,50 m de altura	1,50	373
Maré probabilidade de ocorrência de 0,01	1,47	375
Maré probabilidade de ocorrência de 0,10	0,96	380
Nível médio das águas do mar	-0,03	382
Mínima baixa-mar	-1,82	382

Para a obtenção dos caudais anteriormente indicados, foi executado o modelo hidrodinâmico no programa informático HEC-RAS, no qual se fixaram os diversos níveis de maré considerados, na tabela anterior. Seguidamente, através de um método de tentativa e erro, fez-se variar o caudal de forma a obter-se um nível de água igual à cota 2,50 m, na secção 12 e foram registados os respectivos caudais.

4.3 – Análise das marés

A nível nacional o Instituto Hidrográfico (IH), disponibiliza os dados das previsões dos níveis de maré, calculados recorrendo a análises harmónicas de séries de observações maregráficas de duração variável.

Após análise dos valores máximos fornecidos pelo IH, verificou-se, mesmo tendo em conta os factores de correcção, que os níveis de maré previstos para 2011 eram inferiores aos níveis de maré calculados pelo programa *WXTide32*, na versão 4.7, logo menos desfavoráveis. Assim, neste trabalho a análise do fenómeno das marés, elaborou-se recorrendo aos dados do programa informático. O programa em causa foi desenvolvido por *Michael Hopper*, baseado numa aplicação de *Unix* chamada *XTide* 1.6.2.

Com base no programa referido anteriormente foram obtidos os valores máximos do nível da maré, para cada hora do ano legal de 2011. Estes valores correspondem ao marégrafo do porto de Vila Real de Santo António, visto serem mais desfavoráveis do que os valores marégrafo do porto Faro⁶. Seguidamente foi feita uma análise aos valores horários e foram obtidos os valores de pico da maré. Os valores máximos e mínimos correspondem à cota

⁶ Refere-se que apenas existem dois marégrafos de referência, um a Nascente de Tavira, localizado em Faro e outro a Poente de Tavira localizado em Vila Real de Santo António.

atingida pela água na preia e baixa-mar, respectivamente. A média deste conjunto de valores caracteriza a situação actual do NMM. Tendo em conta o referido em ISIDORO, *et al.* (2008), foi adicionado aos valores de pico, uma constante de 0,49 m para ter em conta a subida do NMM, nos próximos 100 anos.

Refere-se que os níveis de maré, resultantes do programa referido anteriormente, correspondem a cotas relativas ao zero hidrográfico. Desta forma, considerando a informação referida em FC-UL (2011), foi subtraído a todos os valores de pico uma constante de 2,00 m. Garantindo que todos os níveis estão de acordo com as cotas topográficas consideradas no restante trabalho.

Finalmente com base na Figura 4.7 determinou-se a probabilidade de que um nível de maré, N_{ref} pudesse ser superado.

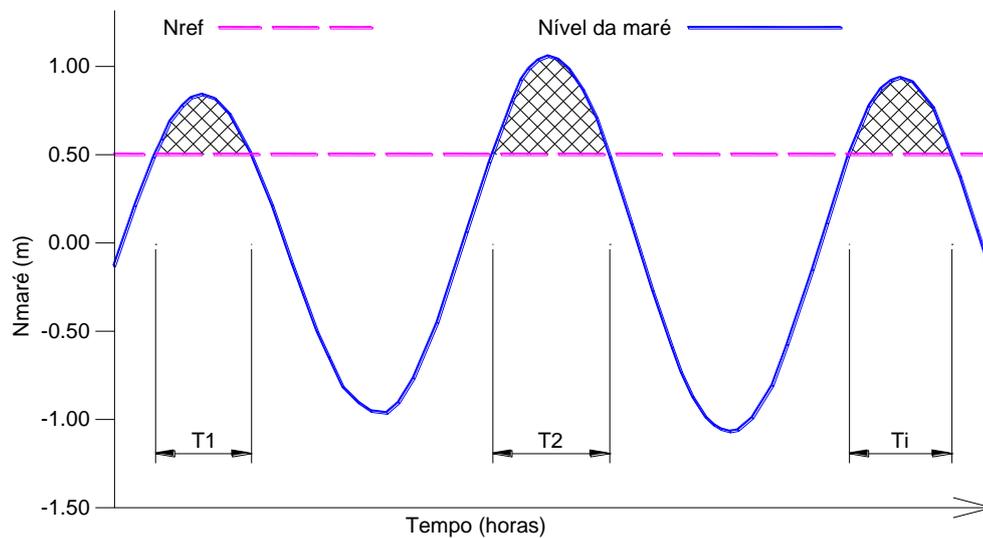


Figura 4.7 – Esquema representativo da determinação da probabilidade de um nível de maré ser superado.

Na figura anterior observa-se a variação do nível da maré (linha azul) ao longo do tempo. Impôs-se um nível de referência (linha magenta) e seguidamente são contabilizados todos os períodos de tempo no qual o nível de maré se encontra acima do nível de referência, aplicando a seguinte expressão matemática:

$$P_{N_{ref}} = \frac{\sum_{i=1}^n T_i}{N} \quad (4.13)$$

onde:

$P_{N_{ref}}$ – Probabilidade de que o nível de maré supere um determinado nível de referência (adm);

T – Número de horas em que a maré se encontra acima de determinado nível (h);

N – Número total de horas do ano (h).

4.4 – Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade tem como objectivo observar o comportamento do troço de rio analisado, sem qualquer tipo de condicionantes. Foram obtidos pares ordenados de caudal/nível de maré, sendo que os produtos das suas probabilidades de serem excedidos teriam que ser igual a 0,01, o que corresponde a um período de retorno de 100 anos.

Relativamente ao caudal foi aplicada a função que representa a variação do caudal em função do período de retorno da precipitação que lhe deu origem, nas condições iniciais da bacia hidrográfica, apresentada na Figura 4.4 (Página 65).

Com base no produto das duas probabilidades obtiveram-se os seguintes pares de caudal/nível de maré (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 – Pares ordenados caudal/nível de maré. Observa-se que o produto das suas probabilidades de serem excedidos origina uma probabilidade de 0,01, ou seja um período de retorno de 100 anos.

Caudal (m ³ /s)	Nível de maré (m)	Probabilidade do caudal ser excedido (P _Q)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P _M)	P _Q × P _M
606,00	0,20	0,0243	0,4104	0,010
646,00	0,00	0,0206	0,4881	0,010
816,00	-1,00	0,0112	0,8916	0,010
836,00	-1,20	0,0105	0,9485	0,010
846,00	-1,40	0,0102	0,9785	0,010

Considerando os resultados da análise referida anteriormente e tendo em conta a tabela anterior, foram introduzidos os pares, caudal/nível de maré, no programa HEC-RAS. Desta forma foram obtidos os respectivos perfis longitudinais do escoamento em superfície livre (Figura 4.8), sendo que todos os referidos perfis longitudinais possuem a mesma probabilidade de ocorrência.

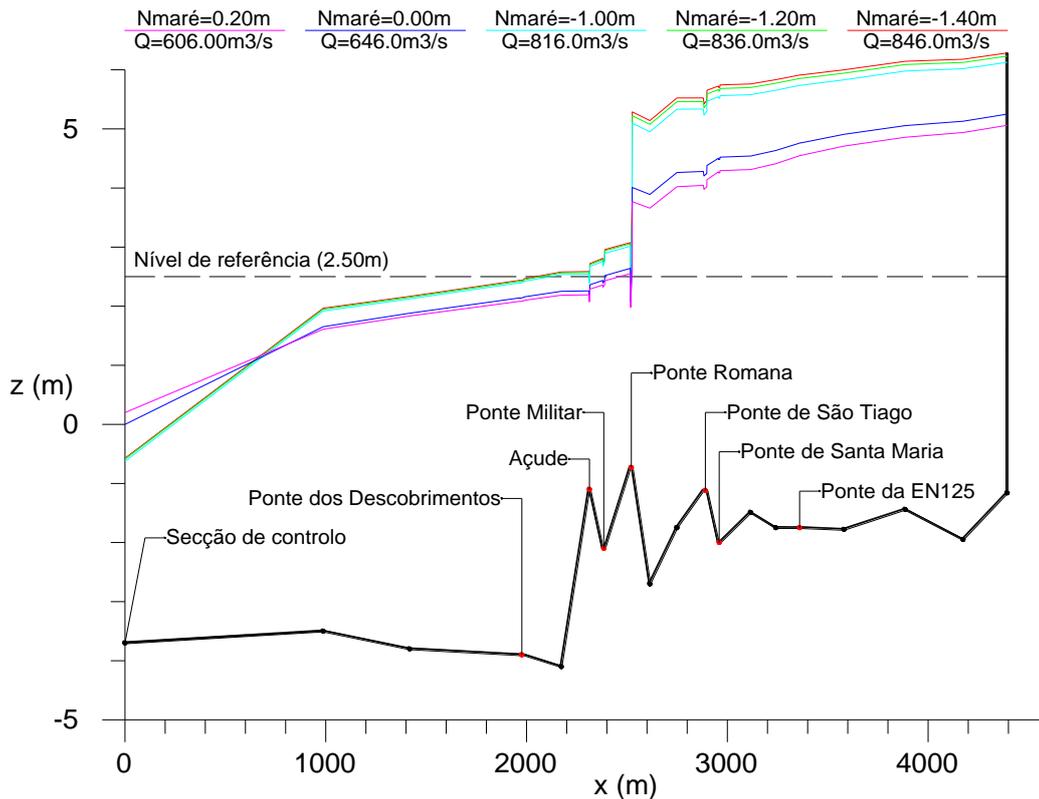


Figura 4.8 – Perfis longitudinais do escoamento em superfície livre, para o período de retorno de 100 anos.

Da análise da Figura 4.8 resulta que, para caudais elevados e níveis de maré mais baixos (linhas na cor ciano, verde e vermelho) a variação média do nível atingido pela água na secção 12 é menor, cerca de 9,6 cm. Por outro lado para caudais baixos e níveis de maré elevados (linhas na cor magenta e azul) a variação média do nível atingido pela água, na mesma secção, é maior cerca de 24,0 cm. Desta forma pode-se referir que o troço de rio estudado é mais sensível a variações de nível de maré do que variações de caudal.

4.5 – Probabilidade de ocorrência de cheia

Neste tópico é feita referência ao facto de que a ocorrência de um evento de cheia seja contabilizada de forma probabilística. Esta abordagem é obrigatória pois, ambos os eventos, considerados neste estudo, os fenómenos de precipitação e o efeito da maré são aleatórios e independentes.

A probabilidade de um acontecimento A ocorrer é descrita através da seguinte igualdade:

$$P(A) = \lim_{x \rightarrow \infty} \frac{n_A}{n} \quad (4.14)$$

onde:

$P(A)$ – Probabilidade de ocorrer o acontecimento A (adm);
 n_A – Número de ocorrências do acontecimento A (adm);
 n – Número de ocorrências totais de acontecimentos (adm).

Se dois eventos forem independentes, a probabilidade de ambos se verificarem será dada por:

$$P(A \cap B) = P(A) \times P(B) \quad (4.15)$$

onde:

$P(A)$ – Probabilidade de ocorrer o acontecimento A (adm);
 $P(B)$ – Probabilidade de ocorrer o acontecimento B (adm).

O procedimento para o cálculo da probabilidade de ocorrência de cheia pode ser explicado com base na Figura 4.9.

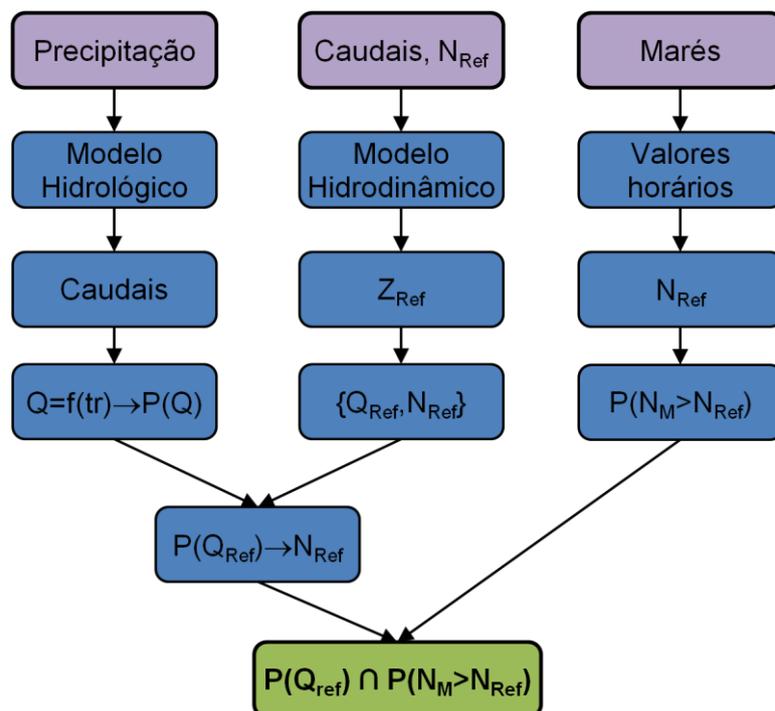


Figura 4.9 – Esquema representativo do cálculo da probabilidade de ocorrência de cheia.

No esquema, referido na figura anterior, observam-se as três grandes componentes do cálculo das probabilidades. Tendo como variável a precipitação, no modelo hidrológico, são obtidos caudais em função do período de retorno e a respectiva probabilidade de o caudal ser excedido. Por outro lado, analisando os níveis horários de maré e impondo um nível de

referência N_{ref} , é possível calcular a probabilidade de que um nível de maré esteja acima de um nível de referência. Considerando caudais e níveis de maré como condições de fronteira, no modelo hidrodinâmico, a montante e jusante, respectivamente e impondo uma cota de referência Z_{ref} , são obtidos pares ordenados caudal/nível de maré, sendo que estes pares ordenados originam sempre um nível de escoamento de 2,50 m, na secção 12. Finalmente é possível calcular a probabilidade de que um caudal seja excedido, para um determinado nível de referência N_{ref} , intersectando essa probabilidade com a probabilidade de que um nível de maré seja superado obtêm-se a probabilidade de ocorrência de cheia.

Porém, neste estudo, apenas foram tidos em conta os valores máximos para o caudal em função do período de retorno, e relativamente ao efeito da maré foi considerado um nível em concreto. Contudo, refere-se que na realidade existe sempre um período de ascensão e regressão do hidrograma de cheia (secção 25), e no que respeita ao nível de maré existe uma duração de subida e de descida da maré (Figura 4.10).

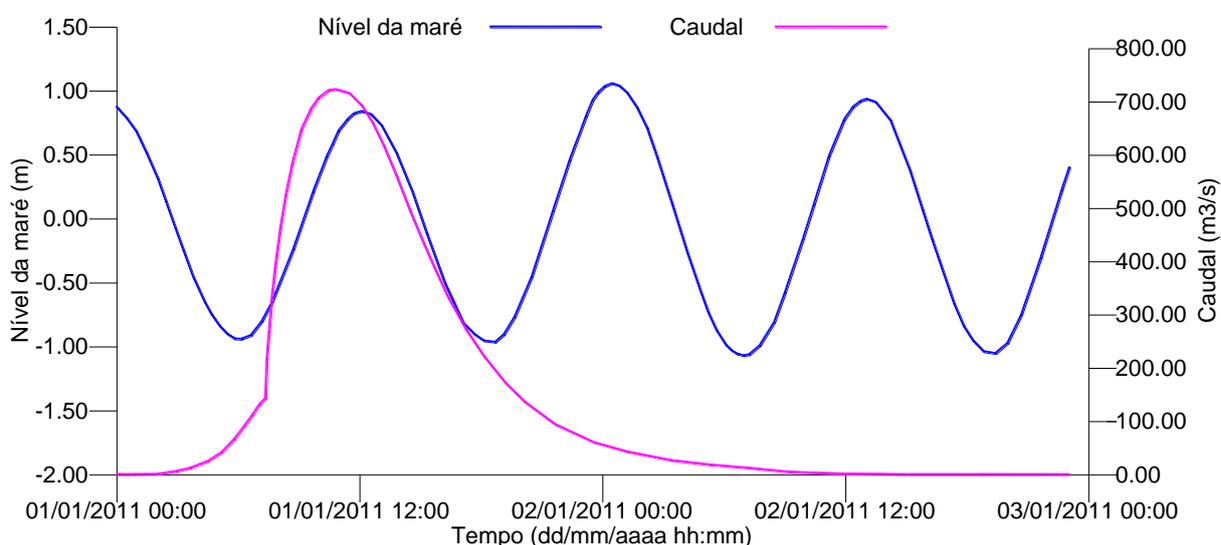


Figura 4.10 – Esquema representativo da localização temporal do hidrograma de cheia e da variação do nível da maré. Neste gráfico é possível observar o hidrograma de cheia para um período de retorno de 100 anos e a variação do nível da maré durante o mesmo período de tempo.

O esquema anterior representa o hidrograma de cheia, associado a uma precipitação com um período de retorno de 100 anos, e a variação do nível de maré no mesmo período de tempo, desde as 0 horas dia 1 de Janeiro de 2011 até às 0 horas do dia 3 de Janeiro de 2011.

Tendo em conta a aleatoriedade dos dois fenómenos relevantes para a ocorrência de cheias e analisando a figura anterior, é possível verificar que podem acontecer desfaseamentos nos tempos de ocorrência. Podendo, por exemplo, o pico do hidrograma coincidir com uma baixa-mar, ou por outro lado coincidir uma preia-mar com a fase de regressão do hidrograma de cheia.

Na condição de existência de um sistema de previsão e alerta de cenário de cheia, esta temática é de extrema importância. Pois o facto de que os dois fenómenos tenham um

desfasamento temporal relevante pode criar uma situação de falso alerta, comprometendo a fidedignidade do sistema por parte da população.

Conforme foi referido em 4.1.1 (Página 63), a probabilidade de ocorrência de um determinado caudal está associada à probabilidade de ocorrência de um evento de precipitação. Então:

$$Q = 145.61 \times T_R^{0.3836} \quad (4.16)$$

onde:

Q – Caudal (m³/s);

T_R – Período de retorno (anos).

Sabendo que:

$$P = \frac{1}{T_R} \quad (4.17)$$

onde:

P – Probabilidade de ocorrência de precipitação (adm);

T_R – Período de retorno (anos).

Assim é possível determinar a probabilidade de ocorrência de um determinado caudal em função do período de retorno, com base na seguinte igualdade:

$$P = \frac{1}{\left(\frac{Q}{145.61}\right)^{\frac{1}{0.3836}}} \quad (4.18)$$

Tendo em conta o referido em 4.3 (Página 68), nomeadamente a informação relativa à probabilidade de ocorrência de uma maré acima de determinado nível, foi possível elaborar uma relação entre níveis de maré e a sua probabilidade de serem excedidos, num período de um ano.

Na Tabela 4.4 observam-se as probabilidades de excedência de cada acontecimento, de forma individual. A probabilidade de que determinado nível de maré seja superado, tanto para o actual NMM como considerando a subida do NMM, e a probabilidade de determinado caudal seja excedido. Também se observa a probabilidade de que os dois fenómenos, quando ocorrem em simultâneo, sejam excedidos.

Tabela 4.4 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ⁷	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	382,00	0,08092	0,00700	0,02195
1,40	0,01518	0,11221	377,00	0,08375	0,00127	0,00940
1,70	0,00068	0,03664	360,00	0,09445	0,00006	0,00346
1,90	0,00000	0,01404	340,00	0,10963	0,00000	0,00154
2,00	0,00000	0,00742	322,00	0,12633	0,00000	0,00094
2,05	0,00000	0,00434	312,00	0,13716	0,00000	0,00059
2,10	0,00000	0,00274	302,00	0,14931	0,00000	0,00041
2,15	0,00000	0,00114	288,00	0,16898	0,00000	0,00019
2,20	0,00000	0,00068	272,00	0,19613	0,00000	0,00013
2,25	0,00000	0,00023	255,00	0,23207	0,00000	0,00005

Refere-se que os níveis de maré que constam na primeira coluna da tabela anterior foram impostos, como condição de fronteira a jusante, no modelo hidrodinâmico.

Por outro lado, os caudais obtidos foram determinados, como condição de fronteira a montante do modelo hidrodinâmico, executado no programa HEC-RAS, de modo a se verificar sempre uma altura de escoamento de 2,50 m, na secção imediatamente a montante da PR, a Secção 12.

Com base nos resultados do estudo das probabilidades foi criado um gráfico (Figura 4.11).

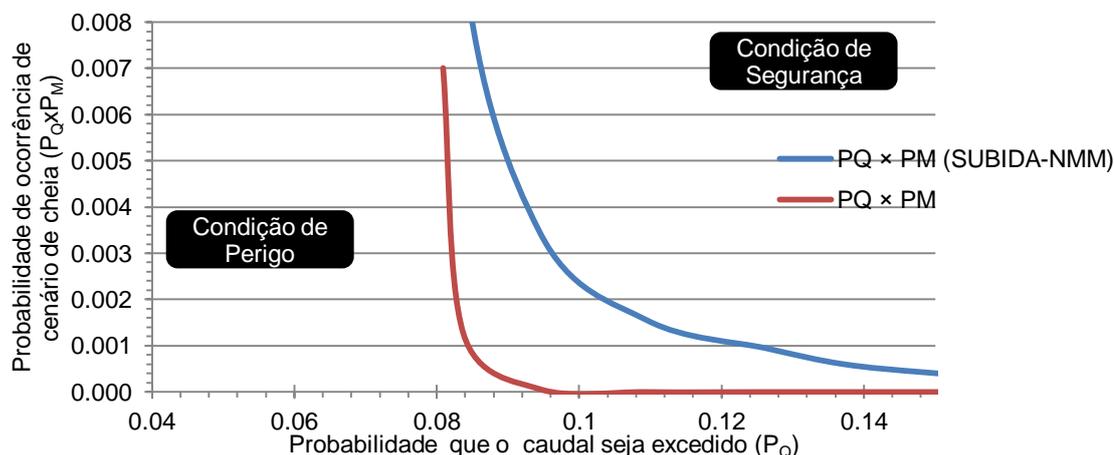


Figura 4.11 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.

Neste gráfico observam duas curvas, relativas à probabilidade de ocorrência de cheia, para o actual NMM e considerando a subida do NMM. A probabilidade de ocorrência de cenário de

⁷ Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

cheia é expressa em função da probabilidade de ocorrer um caudal que origine um nível de escoamento superior a 2,50 m na Secção 12.

Com base no gráfico anterior, constata-se que quanto maior é a probabilidade que o caudal seja excedido menor é a probabilidade de ocorrência de cenário de cheia. Caudais elevados têm baixa probabilidade de serem excedidos, estando relacionados com fenómenos de precipitação com elevados períodos de retorno.

Porém a consideração da subida do NMM, cria uma situação em que a probabilidade de ocorrência de cheia é maior, pois a probabilidade de que os níveis de maré sejam excedidos também é maior. Assim, as probabilidades de ocorrência de cheia, determinadas para o Cenário A, constituem a situação de referência para avaliação da eficiência dos vários sistemas de controlo de cheia na cidade de Tavira, considerados no capítulo seguinte.

5 – SISTEMAS PARA CONTROLO DE CHEIAS NO RIO SÉQUA/GILÃO

Neste capítulo são apresentadas as várias propostas de sistemas para minimização das inundações causadas pelas cheias no Rio Séqua/Gilão, contemplando-se o seguinte:

- Cenário B – Sistema de pequenas barragens;
- Cenário C – Sistema de grande barragem;
- Cenário D – Dragagem do troço do Rio Séqua/Gilão que é analisado neste trabalho;
- Cenário E – Simultaneidade do Cenário B e do Cenário D;
- Cenário F – Simultaneidade do Cenário C e do Cenário D.

Refere-se que a análise que será elaborada no presente capítulo tem o propósito da implementação dos vários modelos hidrológicos e do modelo hidrodinâmico, da análise de caudais e da probabilidade da ocorrência de cheia. Contudo, a presente análise é uma repetição da que foi elaborada no capítulo anterior, para o Cenário A. Desta forma apenas são apresentadas as diferenças mais relevantes dos modelos computacionais e os respectivos resultados finais.

5.1 – Cenário B

Este cenário consiste num conjunto de 14 pequenas barragens estrategicamente localizadas na bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão. Os locais de implantação das barragens foram escolhidos após a observação das folhas relevantes da carta militar, na qual se identificaram as bacias hidrográficas com maior capacidade de armazenamento de água.

5.1.1 – Modelo hidrológico

A caracterização da bacia hidrográfica do modelo hidrológico (Figura 5.1) em análise neste tópico é semelhante às características da bacia hidrográfica que descrevem a situação para o Cenário A. Contudo, existem algumas diferenças, nomeadamente relativas às características fisiográficas das várias sub-bacias consideradas e a implementação das barragens. Refere-se que os números de escoamento, de cada sub-bacia hidrográfica, consideradas no Cenário B tem o mesmo número de escoamento do que a sub-bacia, do Cenário A, que lhe deu origem.

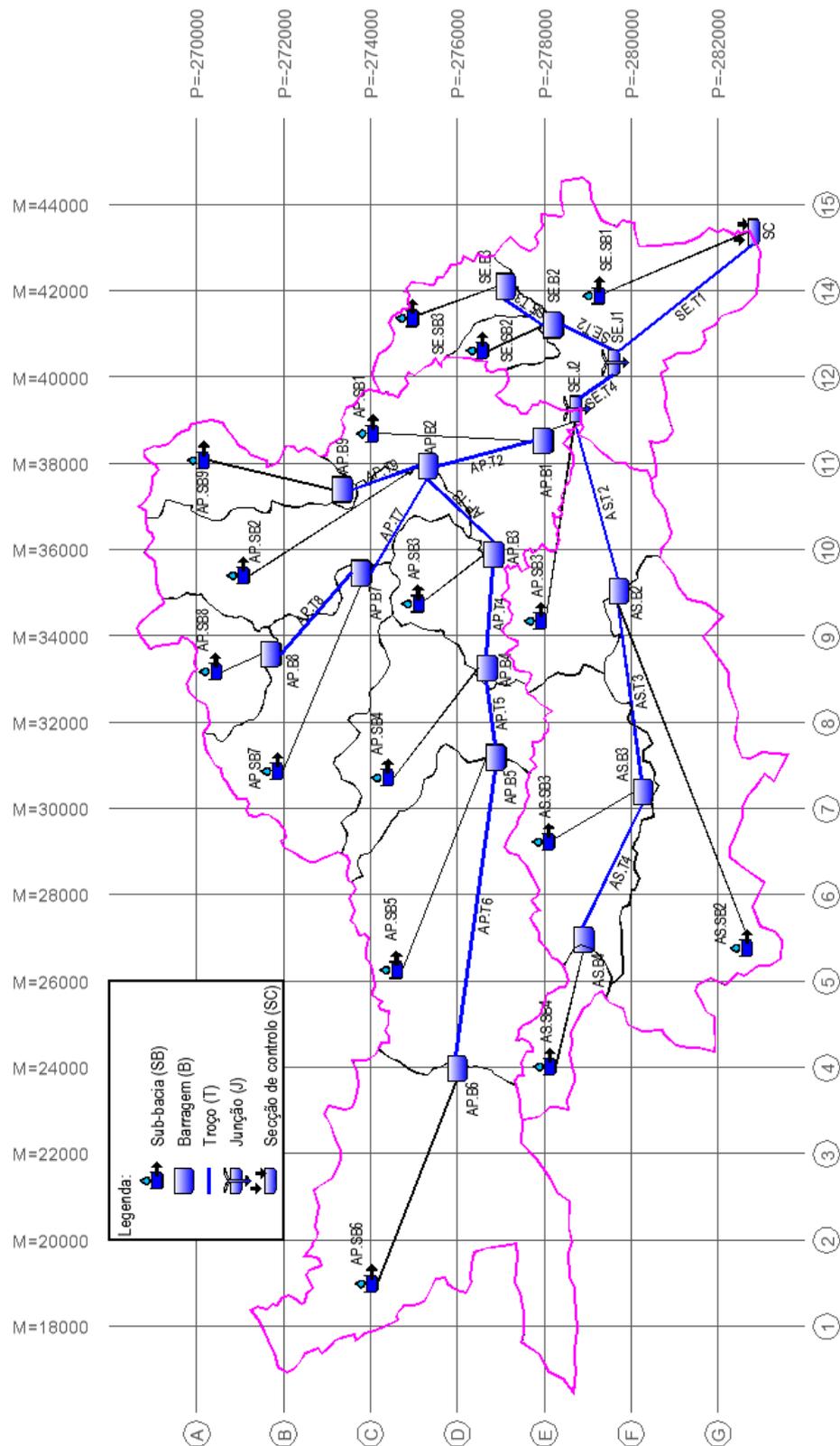


Figura 5.1 – Modelo hidrológico do Cenário B. Neste esquema observa-se a modelação do sistema de pequenas barragens, sendo as sub-bacias escoadas para as barragens e destas o escoamento é modelado em canal para a barragem seguinte, chegando por fim à secção de controlo.

Toda a informação necessária para a implementação deste modelo no programa HEC-HMS, que sendo diferente do modelo referido no Capítulo 3, é apresentada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros fisiográficos das várias sub-bacias consideradas no sistema de pequenas barragens.

Sub-bacia	Área (km ²)	Comprimento da linha de água (km)	Declividade equivalente constante (m/m)	Tempo de concentração (h)	Lag-time (min)	Número de escoamento
AP.SB1	15,29	10,40	0,00679	2,75	99	90,63
AP.SB2	14,25	9,44	0,05333	1,15	42	90,63
AP.SB3	7,28	6,79	0,01167	1,61	58	90,63
AP.SB4	12,77	10,71	0,01112	2,32	84	90,63
AP.SB5	25,25	13,58	0,00830	3,12	112	90,63
AP.SB6	30,95	13,43	0,01206	2,68	97	90,63
AP.SB7	15,25	11,57	0,01911	2,00	72	90,63
AP.SB8	5,45	4,03	0,04399	0,64	23	90,63
AP.SB9	6,80	7,58	0,04467	1,04	38	90,63
AS.SB1	12,19	9,80	0,01478	1,95	70	88,03
AS.SB2	26,92	14,84	0,00912	3,23	116	88,03
AS.SB3	15,62	5,89	0,01095	1,48	53	88,03
AS.SB4	4,08	4,86	0,02362	0,95	34	88,03
SE.SB1	21,28	10,62	0,00236	4,19	151	91,23
SE.SB2	2,19	2,70	0,03852	0,50	18	91,23
SE.SB3	5,44	7,08	0,02015	1,34	48	91,23

Na tabela anterior a referência das sub-bacias foi elaborada de forma a evidenciar a bacia hidrográfica que lhe deu origem. Assim a designação de “AP.SB7”, significa que a sub-bacia 7 está contida na bacia hidrográfica da Ribeira de Alportel. Por outro lado a indicação de “AS.SB4”, refere que a sub-bacia 4 está contida na bacia hidrográfica da Ribeira da Asseca. Finalmente a referência de “SE.SB1”, significa que a sub-bacia 1 está no seio da bacia hidrográfica da Ribeira do Séqua.

Barragens

As barragens consideradas neste modelo são constituídas em betão armado com descarregador de soleira tipo WES (*Waterways Experiment Station*). Refere-se que o dimensionamento estrutural das barragens não é objecto deste estudo. Relativamente ao dimensionamento dos descarregadores, menciona-se que os mesmos foram dimensionados para que o armazenamento de água, em cada sub-bacia, fosse maximizado, considerando um

período de retorno de 100 anos. Para obter as dimensões dos descarregadores, utilizou-se um método de tentativa e erro, no qual se otimizavam a largura da base e ângulo da parede vertical dos descarregadores para que se produzisse o máximo amortecimento de cheia possível.

Para quantificar o armazenamento de cada sub-bacia, considerada a montante de cada barragem, foi feito um levantamento das curvas de nível e pontos relevantes, tendo como base a carta militar à escala 1/25000. Com base nesta informação, e recorrendo a um algoritmo de interpolação denominado *Kriging*, foram determinadas as curvas de nível de cada sub-bacia, com intervalos de 1,00 m. A aplicação deste algoritmo foi elaborada utilizando o programa informático chamado *Surfer* na versão 7. Tendo em conta as áreas das curvas referidas anteriormente foram determinados os volumes para cada cota, com base na seguinte igualdade:

$$V_n = \frac{A_n + A_{n-1}}{2} \times (C_n - C_{n-1}) \quad (5.1)$$

onde:

V – Volume da curva (m³);

A – Área da curva (m²);

C – Cota da curva (m).

Considerando os volumes das curvas para cada cota correspondente foi determinado o volume acumulado para cada cota, com base na equação:

$$V_n^a = V_{n-1}^a + V_n \quad (5.2)$$

onde:

V_n^a – Volume acumulado da curva (m³).

Tendo em conta o referido em SILVA (2011), a capacidade de vazão do descarregador tipo WES foi considerada com base na seguinte igualdade:

$$Q = C_w \times L \times \sqrt{2 \times g} \times H^{3/2} \quad (5.3)$$

onde:

Q – Caudal de dimensionamento (m³/s);

C_w – Coeficiente de vazão (adm);

L – Largura do descarregador (m);

g – Aceleração da gravidade (m/s²);

H – Carga de funcionamento (m).

Para o dimensionamento dos descarregadores foi considerado um coeficiente de vazão, C_w com o valor de 0,50.

Finalmente foi introduzida toda a informação relevante no programa HEC-HMS, no formato de uma curva armazenamento-descarga, em função de cada cota considerada. Refere-se ainda que a cota de início da descarga de cada barragem foi considerada 1,00 m acima da cota da linha de água no local de implantação de cada barragem, com o objectivo de ter em conta fenómenos de acumulação sedimentar de material sólido.

No anexo A.6 encontra-se um alçado principal tipo dos descarregadores bem como as curvas armazenamento-descarga, a localização pormenorizada e a respectiva apresentação da albufeira na cota de máxima cheia, para cada barragem, considerada neste modelo hidrológico.

Canais de escoamento

Relativamente aos troços em que o escoamento se processa em superfície livre, refere-se que os mesmos foram modelados de acordo com o método de *Muskingum-Cunge*. Sendo que as suas dimensões foram levantadas *in situ*, considerando uma forma trapezoidal. A escolha dos locais onde foram feitas as medições foi criteriosamente elaborada para que representasse os vários canais de escoamento. Relativamente ao declive foi considerada diferença de cotas das fundações das barragens que existem a montante e a jusante do troço, respectivamente. Após visita aos vários locais o coeficiente de rugosidade de *Manning* foi considerado com o valor de $0,04 \text{ s/m}^{1/3}$ (CHOW, *et al.* 1988). Na Figura 5.2 são indicadas as localizações das referidas secções transversais.

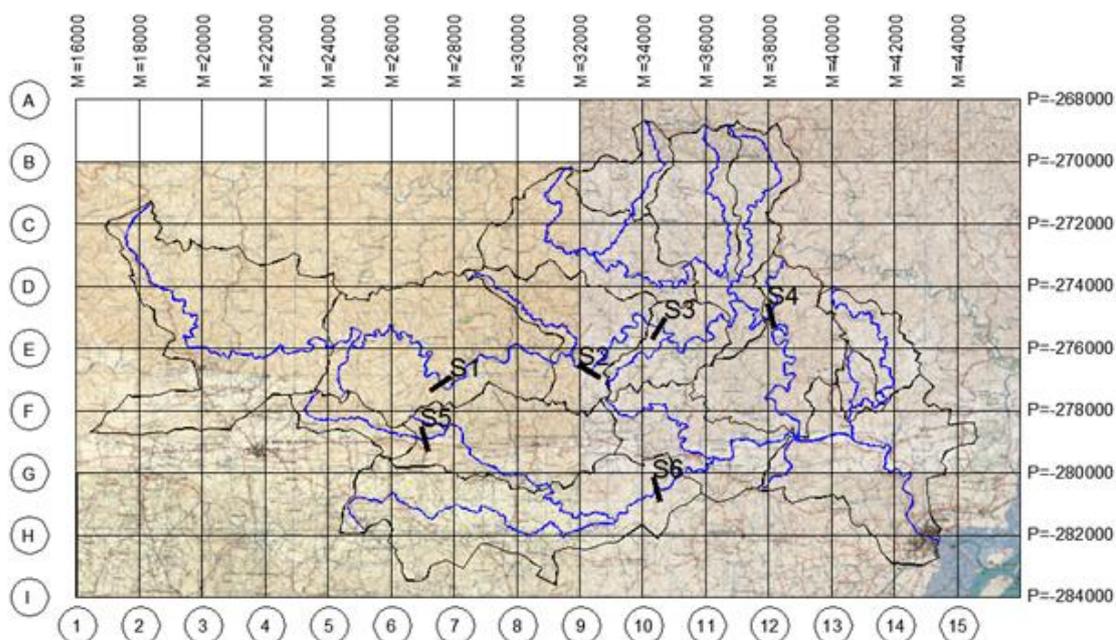


Figura 5.2 – Localização das secções transversais para os troços em que o escoamento se processa em canal.

No anexo A.7 são apresentadas as características geométricas dos troços e das secções transversais considerados neste modelo hidrológico.

Análise de caudais

À semelhança da análise efectuada para o Cenário A, foi elaborada uma análise que relaciona os caudais que escoam, na secção de controlo, em função do período de retorno da precipitação que deu origem a esse caudal (Tabela 5.2).

Tabela 5.2 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno. Relação dos caudais com o período de retorno, para o Cenário B.

Período de Retorno (anos)	Caudal (m ³ /s)
2	153,00
5	235,10
10	298,50
20	361,90
50	451,10
100	533,70
1000	1416,50

Na Figura 5.3 apresentam-se os hidrogramas de cheia, relativos ao Cenário B, para períodos de retorno de 10 e 100 anos. São indicados os valores do caudal de ponta, sendo que estes valores de caudal ocorrem na secção de controlo sensivelmente de 12 horas após o início da precipitação. A descontinuidade observada no ramo ascendente do hidrograma é devida ao caudal da sub-bacia “SE.SB1”.

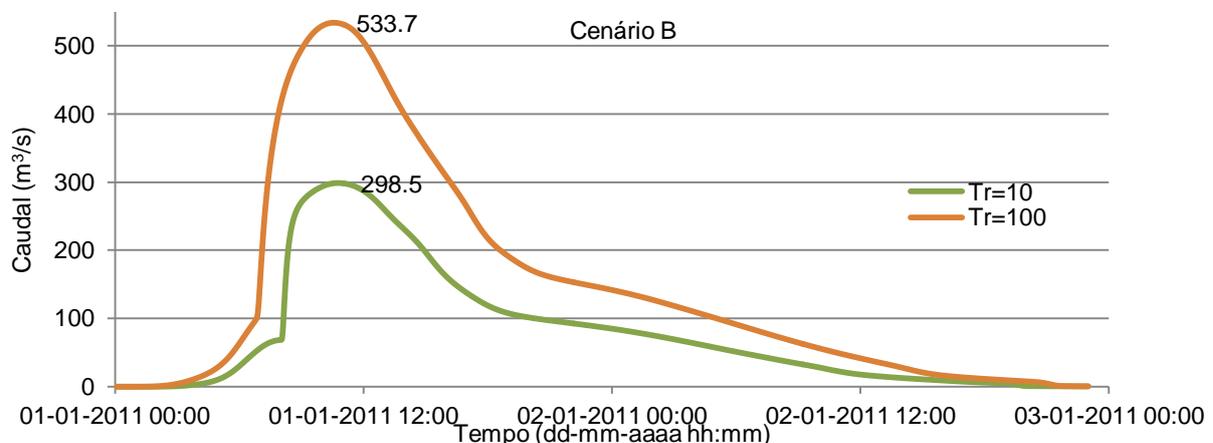


Figura 5.3 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário B, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos.

Tendo em conta os resultados da tabela anterior foi possível elaborar um estudo, utilizando uma linha de tendência potencial, que expressa o andamento dos caudais em função do período de retorno. Apresenta-se Figura 5.4, na qual pode ser observado o andamento da função e a respectiva expressão matemática.

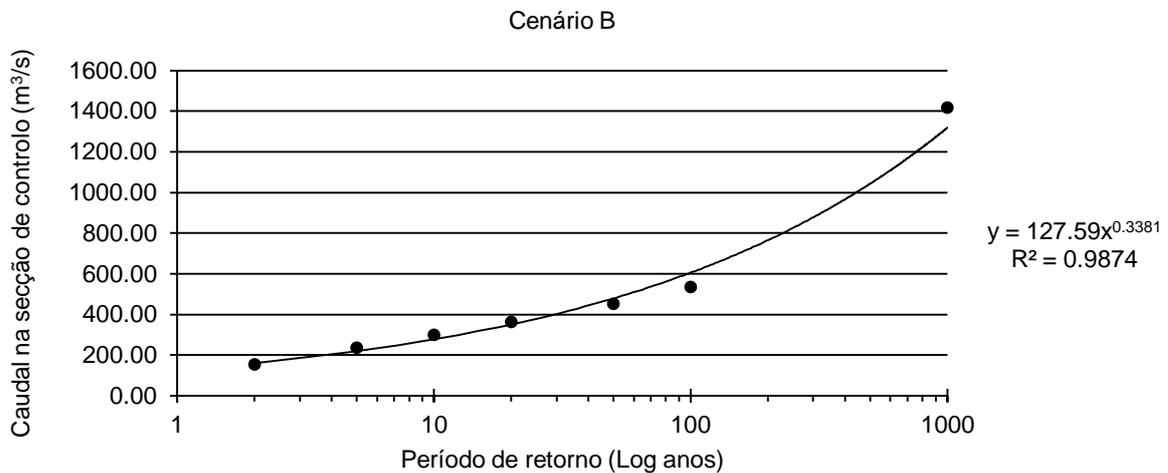


Figura 5.4 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.

5.1.2 – Probabilidade de ocorrência de cheia

À semelhança da abordagem que foi elaborada no ponto 4.5, e tendo em conta a análise de caudais efectuada, para o Cenário B, é possível chegar à igualdade, que traduz a tendência dos caudais em função do período de retorno:

$$Q = 127.59 \times T_R^{0.3381} \quad (5.4)$$

Sendo a probabilidade o inverso do período de retorno:

$$P = \frac{1}{\left(\frac{Q}{127.59}\right)^{\frac{1}{0.3381}}} \quad (5.5)$$

Na Tabela 5.3 são sintetizados as probabilidades de excedência dos vários acontecimentos, de forma individual. A probabilidade de que determinado nível de maré seja superado, tanto para o actual NMM como considerando a subida do NMM, e a probabilidade de determinado caudal seja excedido. Também é possível observar a probabilidade de que os dois fenómenos sejam excedidos, em conjunto.

Tabela 5.3 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos para o fenómeno de cheia, para o Cenário B. Podem observar-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ⁸	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	382	0,03903	0,00338	0,01059
1,40	0,01518	0,11221	377	0,04058	0,00062	0,00455
1,70	0,00068	0,03664	360	0,04652	0,00003	0,00170
1,90	0,00000	0,01404	340	0,05508	0,00000	0,00077
2,00	0,00000	0,00742	322	0,06470	0,00000	0,00048
2,05	0,00000	0,00434	312	0,07102	0,00000	0,00031
2,10	0,00000	0,00274	302	0,07821	0,00000	0,00021
2,15	0,00000	0,00114	288	0,09000	0,00000	0,00010
2,20	0,00000	0,00068	272	0,10657	0,00000	0,00007
2,25	0,00000	0,00023	255	0,12899	0,00000	0,00023

Com base nos resultados deste estudo de probabilidades foi criado o gráfico (Figura 5.5), onde se observam duas curvas, relativas à probabilidade de ocorrência de cheia, tanto para o actual NMM como considerando a subida do NMM, em função da probabilidade de ocorrer um caudal que origine um nível de escoamento superior a 2,50 m imediatamente a montante da PR.

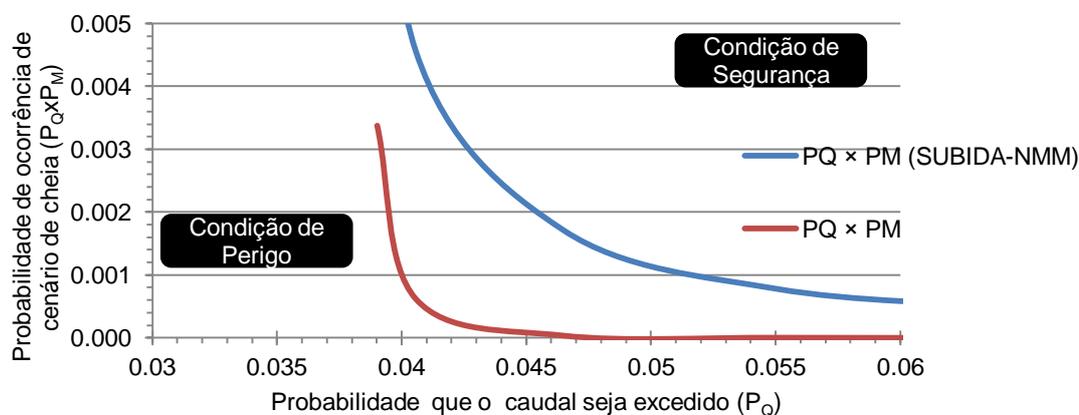


Figura 5.5 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.

Tendo como base a informação contida no gráfico anterior, é possível constatar que quanto menor é a probabilidade que o caudal seja excedido maior é a probabilidade de ocorrência de cenário de cheia. Pois caudais elevados têm baixa probabilidade de serem excedidos. Por outro lado, devido à consideração do sistema de pequenas barragens, nota-se um decréscimo acentuado da probabilidade de que o caudal seja excedido e o conseqüente decréscimo da probabilidade de ocorrência de cheia, relativamente ao cenário A, a situação de referência.

⁸ Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

5.2.1 – Modelo hidrológico

À semelhança do procedimento elaborado para os anteriores cenários, a caracterização da bacia hidrográfica do modelo hidrológico em análise neste tópico é muito idêntica, com as devidas alterações.

Refere-se que o número de escoamento, da sub-bacia hidrográfica “SG.SB2” foi determinado com base na ponderação dos números de escoamento do modelo hidrológico, proposto para o Cenário A. Seguidamente apresenta-se a Tabela 5.4, que resume todos os parâmetros fisiográficos, necessários para a criação do modelo hidrológico, no programa HEC-HMS.

Tabela 5.4 – Parâmetros fisiográficos das várias sub-bacias consideradas no sistema de grande barragem.

Sub-bacia	Área (km ²)	Comprimento da linha de água (km)	Declividade equivalente constante (m/m)	Tempo de concentração (h)	Lag-time (min)	Número de escoamento
SG.SB1	15,26	7,70	0,00321	2,91	105	91,23
SG.SB2	205,74	52,07	0,00617	9,85	355	89,93

Barragem

No presente modelo, e de forma semelhante ao modelo anterior, a grande barragem é constituída em betão armado com descarregador de soleira tipo WES. Para obter as dimensões do descarregador, utilizou-se um método de tentativa e erro, no qual se optimizou a largura da base e ângulo da parede vertical do descarregador para que se produzisse o máximo amortecimento de cheia possível para um período de retorno de 100 anos.

Todo o procedimento de levantamento das curvas de nível e pontos das várias folhas relevantes da carta militar, e o respectivo tratamento dos dados foi o mesmo que se elaborou no modelo hidrológico anterior.

No anexo A.6 apresenta-se um alçado principal tipo do descarregador bem como a curva armazenamento-descarga, a localização pormenorizada e a respectiva apresentação da albufeira na cota de máxima cheia, para a grande barragem, considerada neste modelo hidrológico.

Canal de escoamento

Tendo em conta o modelo hidrológico em análise, refere-se que a caracterização geométrica do troço, no qual o escoamento se processa em superfície livre, foi baseada estudo realizado por ISIDORO, *et al.* (2008) e consultado na Câmara Municipal de Tavira. Para a secção foi assumida uma forma trapezoidal, cujas dimensões foram determinadas com base na média ponderada das secções contidas no estudo referido.

A modelação deste troço foi elaborada de acordo com o método de *Muskingum-Cunge*. O declive do troço foi determinado, tendo com referência de montante a cota da linha de água no local de implantação da barragem e a jusante a cota da linha de água na secção de controlo “SC”. O coeficiente de rugosidade de *Manning* foi considerado com o valor de $0,04 \text{ s/m}^{1/3}$, após a visita de vários locais do canal de escoamento (CHOW, *et al.* 1988). No anexo A.7 são apresentadas todas as características do troço consideradas neste modelo hidrológico.

Análise de caudais

Este tópico consiste numa repetição da análise efectuada para os cenários anteriores. Elaborou-se um estudo no qual se relaciona os caudais que escoam, na secção de controlo, em função do período de retorno da precipitação que deu origem a esse caudal (Tabela 5.5).

Tabela 5.5 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno. Relação dos caudais com o período de retorno, para o Cenário C.

Período de Retorno (anos)	Caudal (m^3/s)
2	83,00
5	143,40
10	189,70
20	231,40
50	285,90
100	341,80
1000	924,70

Na Figura 5.7 são apresentados os hidrogramas de cheia, relativos ao Cenário C, para períodos de retorno de 10 e 100 anos. São indicados os valores do caudal de ponta de cheia, sendo que estes valores de caudal verificam-se na secção de controlo sensivelmente 18 horas após o início da precipitação.

À semelhança dos hidrogramas resultantes dos anteriores cenários observa-se uma descontinuidade no ramo ascendente do hidrograma a qual é devida ao caudal da sub-bacia “SG.SB1”, que escoia directamente para a secção de controlo.

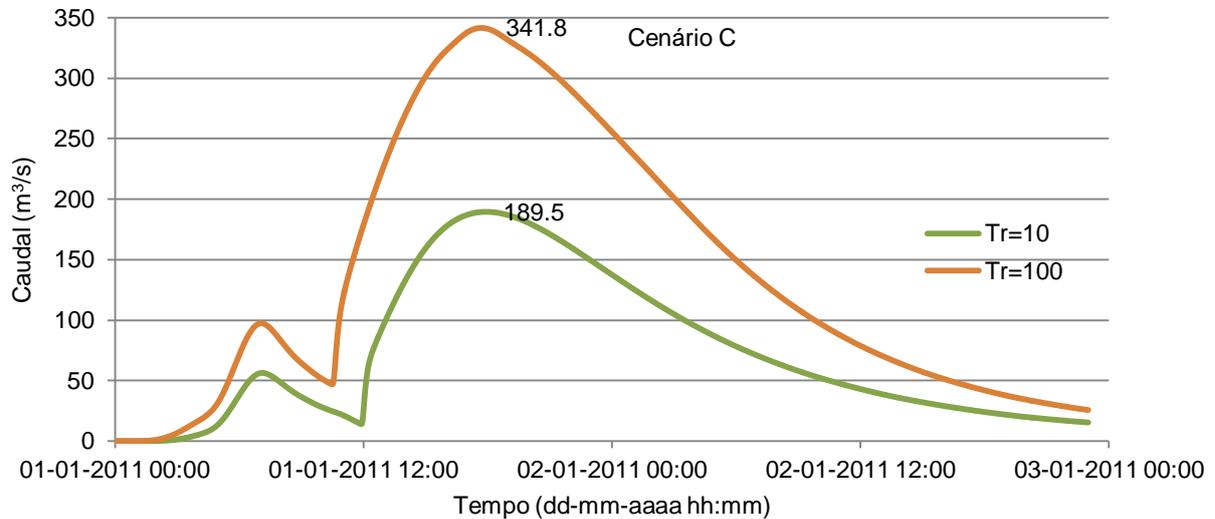


Figura 5.7 – Hidrograma de cheia, relativo ao Cenário C, para os períodos de retorno de 10 e 100 anos.

Considerando os pares ordenados caudal/período de retorno obtidos definiu-se uma função potencial, que melhor se ajustasse à distribuição dos valores, sendo possível relacionar os caudais em função do período de retorno.

Na Figura 5.8 observa-se a referida função potencial bem como a sua expressão matemática e o respectivo factor de correlação R^2 .

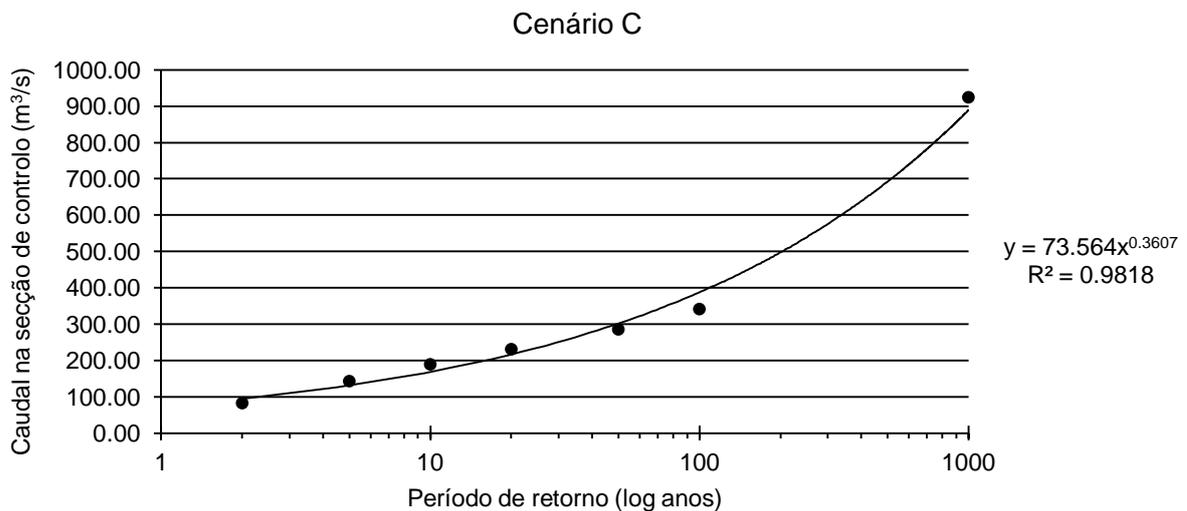


Figura 5.8 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.

5.2.2 – Probabilidade de ocorrência de cheia

À semelhança da abordagem que foi elaborada para os Cenários A e B, no presente tópico são considerados diferentes valores de caudal, sendo os valores do nível da maré iguais. Tendo em conta a análise de caudais elaborada no presente modelo hidrológico é possível chegar à igualdade, que traduz a tendência dos caudais em função do período de retorno:

$$Q = 73.564 \times T_R^{0.3607} \quad (5.6)$$

Sendo a probabilidade o inverso do período de retorno:

$$P = \frac{1}{\left(\frac{Q}{73.564}\right)^{\frac{1}{0.3607}}} \quad (5.7)$$

Tendo como base a expressão anterior é elaborou-se a Tabela 5.6, na qual consta a probabilidade de que o caudal seja superado, a probabilidade de que determinado nível de maré seja excedido e o produto das duas probabilidades anteriores, tanto para o actual NMM como considerando a subida do NMM.

Tabela 5.6 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos para o fenómeno de cheia, para o Cenário C. Podem observar-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ⁹	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	382	0,01039	0,00090	0,00282
1,40	0,01518	0,11221	377	0,01078	0,00016	0,00121
1,70	0,00068	0,03664	360	0,01225	0,00001	0,00045
1,90	0,00000	0,01404	340	0,01435	0,00000	0,00020
2,00	0,00000	0,00742	322	0,01669	0,00000	0,00012
2,05	0,00000	0,00434	312	0,01821	0,00000	0,00008
2,10	0,00000	0,00274	302	0,01993	0,00000	0,00005
2,15	0,00000	0,00114	288	0,02274	0,00000	0,00003
2,20	0,00000	0,00068	272	0,02664	0,00000	0,00002
2,25	0,00000	0,00023	255	0,03186	0,00000	0,00001

Com base nos resultados da tabela anterior, procedeu-se a elaboração do seguinte gráfico (Figura 5.9).

Neste gráfico observam-se duas curvas, que representam a probabilidade de ocorrência de cheia, tanto para o actual NMM como considerando a subida do NMM, em função da

⁹ Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

probabilidade de ocorrer um caudal que origine um nível de escoamento superior a 2,50 m imediatamente a montante da PR.

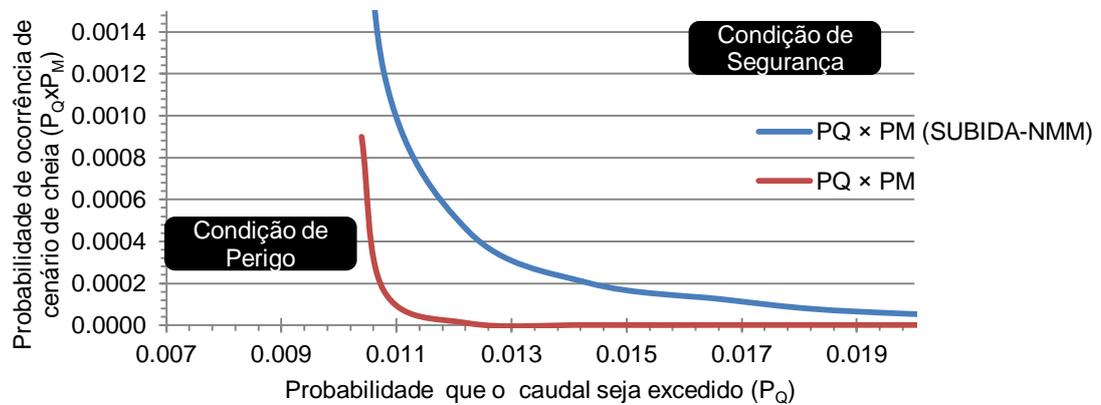


Figura 5.9 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.

Tendo como base a informação contida no gráfico anterior, é possível constatar que quanto menor é a probabilidade que o caudal seja excedido maior é a probabilidade de ocorrência de cenário de cheia. Pois o fenómeno de cheia está conotado com caudais elevados. Porém, refere-se que o sistema de grande barragem, considerado no presente cenário é o sistema que, isoladamente, promove mais amortecimento e redução do caudal de ponta de cheia e mais redução da probabilidade de ocorrência de cheia.

5.3 – Cenário D

O cenário em estudo no presente tópico consiste em simular uma dragagem ao canal de escoamento do troço de rio analisado, sendo esta a única diferença relativamente aos modelos computacionais implementados para o Cenário A.

5.3.1 – Modelo hidrológico

O modelo hidrológico do Cenário D é idêntico que foi implementado para o Cenário A (Tabela 5.7).

Tabela 5.7 – Caudais na secção de controlo para cada período de retorno considerado, considerado no modelo hidrológico do Cenário D.

Período de Retorno (anos)	Caudal (m ³ /s)
2	176,80
5	295,50
10	387,70
20	477,90
50	603,00
100	720,10
1000	2265,90

Tendo como base os resultados anteriores, foi definida uma função potencial que expressa o comportamento da relação dos valores do caudal com o período de retorno (Figura 5.10).

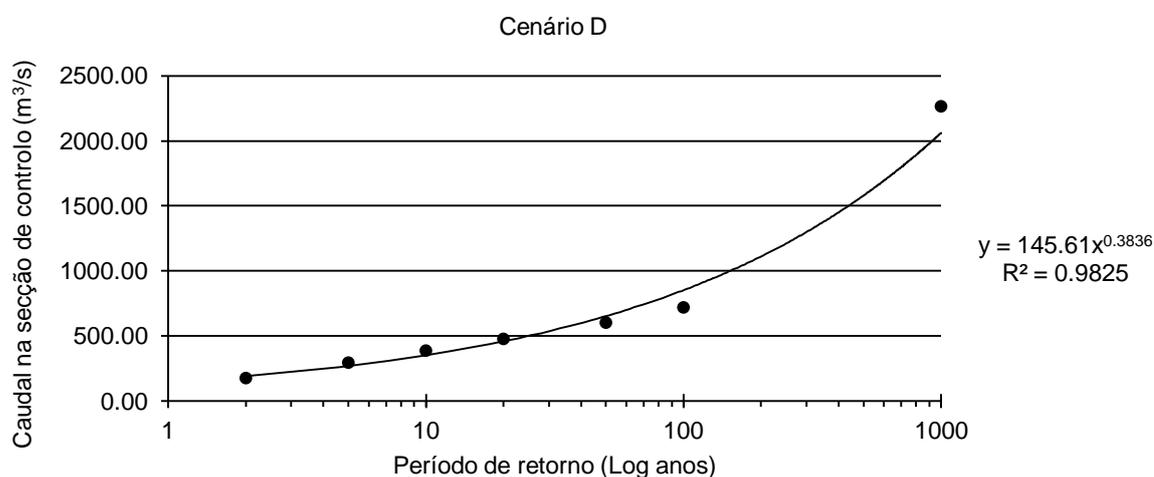


Figura 5.10 – Gráfico representativo da distribuição de caudais em função do período de retorno.

5.3.2 – Modelo hidrodinâmico

O modelo hidrodinâmico considerado neste cenário é muito semelhante ao modelo dos cenários anteriores, com a diferença de se prever um rebaixamento das cotas de fundo do canal em 2,00 m, simulando uma dragagem do leito. Porém este rebaixamento não foi executado de forma uniforme.

Foi prevista uma zona inicial de transição, no qual a secção 25 não é alterada. Por sua vez secção 24 é rebaixada apenas 0,50 m, seguindo-se um rebaixamento de 1,00 m na secção 23. Na secção 22 é executado um rebaixamento de 1,50 m, sendo que nas restantes secções é

introduzido um rebaixamento de 2,00 m. A zona de transição foi implementada com objectivo de que não ocorresse uma mudança brusca nas cotas do fundo do canal.

Condições de fronteira

Neste tópico é repetida toda a análise preconizada no ponto 4.2.1 (Página 67), considerando que o leito foi dragado conforme se descreveu anteriormente. Assim, foram utilizados os mesmos níveis de marés que foram utilizados nos anteriores cenários. Na Tabela 5.8 são apresentados os níveis de maré considerados e os respectivos caudais.

Tabela 5.8 – Níveis de maré considerados no estudo. Observam-se os caudais que originam um escoamento com um nível de 2,50 m, na Secção 12, em função do nível de maré considerado.

Nível considerado	Nível da maré (m)	Caudal (m ³ /s)
Máxima preia-mar (subida do NMM)	2,28	550
Máxima preia-mar	1,79	715
Maré com 1,50 m de altura	1,50	716
Maré probabilidade de ocorrência de 0,01	1,47	715
Maré probabilidade de ocorrência de 0,10	0,96	715
Nível médio das águas do mar	-0,03	714
Mínima baixa-mar	-1,82	713

Analisando os valores da tabela anterior pode-se observar que os valores de caudal em função dos vários níveis de maré são mais elevados do que o anterior modelo hidrodinâmico, sem a consideração da dragagem.

5.3.3 – Probabilidade de ocorrência de cheia

À semelhança da abordagem que foi elaborada para os anteriores cenários, no presente tópico são considerados diferentes valores de caudal, sendo os valores do nível da maré iguais. Chegou-se, assim, á seguinte função potencial que traduz a tendência dos caudais em função do período de retorno:

$$Q = 127.59 \times T_R^{0.3381} \quad (5.8)$$

Sendo a probabilidade o inverso do período de retorno:

$$P = \frac{1}{\left(\frac{Q}{127.59}\right)^{\frac{1}{0.3381}}} \quad (5.9)$$

A Tabela 5.9 sintetiza as probabilidades de que cada acontecimento seja excedido, de forma individual e em conjunto.

Tabela 5.9 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ¹⁰	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	719,00	0,015561	0,001346	0,004221
1,40	0,01518	0,11221	717,00	0,015674	0,000238	0,001759
1,70	0,00068	0,03664	715,00	0,015789	0,000011	0,000579
1,90	0,00000	0,01404	714,00	0,015846	0,000000	0,000223
2,00	0,00000	0,00742	700,00	0,016686	0,000000	0,000124
2,05	0,00000	0,00434	688,00	0,017455	0,000000	0,000076
2,10	0,00000	0,00274	668,00	0,018851	0,000000	0,000052
2,15	0,00000	0,00114	640,00	0,021077	0,000000	0,000024
2,20	0,00000	0,00068	615,00	0,023384	0,000000	0,000016
2,25	0,00000	0,00023	580,00	0,027243	0,000000	0,000006

Considerando os resultados da tabela anterior, procedeu-se a elaboração do seguinte gráfico, apresentado na Figura 5.11.

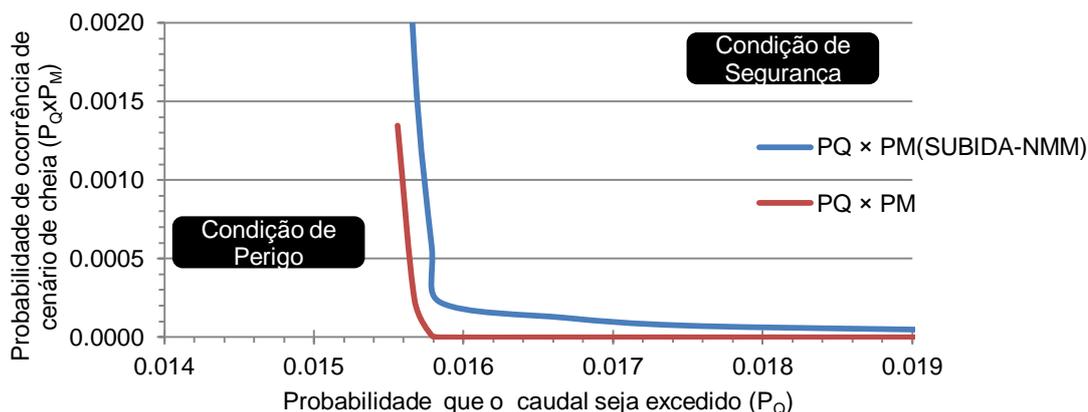


Figura 5.11 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.

¹⁰ Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

Analisando o gráfico anterior observa-se que as duas curvas estão mais aproximadas, revelando que o canal tem um comportamento menos sensível à variação do nível de maré. Refere-se ainda que a dragagem do leito, considerada no presente cenário, tem uma eficiência superior ao sistema de pequenas barragens, considerado no Cenário B, mas inferior ao sistema de grande barragem, considerado no Cenário C.

5.4 – Simultaneidade de cenários

Neste tópico apenas serão apresentadas as tabelas e os gráficos onde se apresentam as probabilidades de que os caudais e os níveis de mares sejam excedidos e os produtos dessas probabilidades, sendo estes últimos valores a probabilidade de ocorrência de cheia. Apenas é mostrada esta informação pois todos os procedimentos de cálculo e estudos realizados para atingir os resultados finais dos vários cenários já foram elaborados e apresentados anteriormente.

5.4.1 – Cenário E

Este cenário corresponde à consideração, em simultâneo, do Cenário B e do Cenário D, o sistema de pequenas barragens e a dragagem do canal de escoamento, respectivamente.

Conforme foi referido anteriormente apresenta-se a Tabela 5.10, na qual podem ser observadas as probabilidades de que o caudal e o nível de maré sejam excedidos, bem como o respectivo produto dessas probabilidades, o qual corresponde à probabilidade de ocorrência de cheia.

Tabela 5.10 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ¹¹	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	719,00	0,00601	0,000520	0,001631
1,40	0,01518	0,11221	717,00	0,00606	0,000092	0,000680
1,70	0,00068	0,03664	715,00	0,00611	0,000004	0,000224

¹¹ Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ¹¹	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,90	0,00000	0,01404	714,00	0,00614	0,000000	0,000086
2,00	0,00000	0,00742	700,00	0,00651	0,000000	0,000048
2,05	0,00000	0,00434	688,00	0,00685	0,000000	0,000030
2,10	0,00000	0,00274	668,00	0,00747	0,000000	0,000020
2,15	0,00000	0,00114	640,00	0,00848	0,000000	0,000010
2,20	0,00000	0,00068	615,00	0,00954	0,000000	0,000007
2,25	0,00000	0,00023	580,00	0,01135	0,000000	0,000003

Com base nos valores da tabela anterior foi elaborado o seguinte gráfico (Figura 5.12).

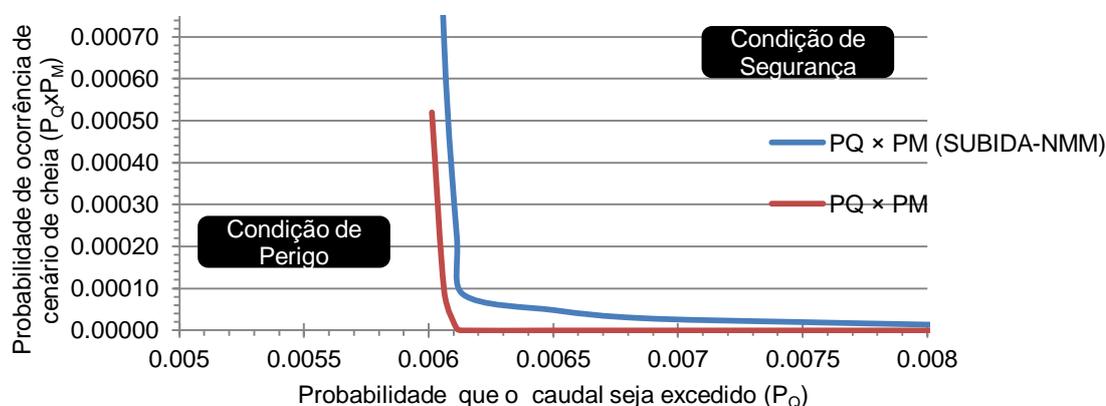


Figura 5.12 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM.

Nesta simultaneidade de cenários, o sistema de pequenas barragens e a dragagem do canal, observa-se que partilha da característica de que o canal perde alguma sensibilidade a variações do nível da maré. Sendo a probabilidade de ocorrência de cheia muito baixa.

5.4.2 – Cenário F

Este cenário corresponde à consideração, em simultâneo, do Cenário C e do Cenário D, o sistema de grande barragem e a dragagem do canal de escoamento, respectivamente.

A Tabela 5.11, contém as probabilidades de que o caudal e o nível de maré sejam excedidos, bem como o respectivo produto dessas probabilidades.

Tabela 5.11 – Probabilidade da ocorrência dos acontecimentos contabilizados para o fenómeno de cheia. Observam-se as probabilidades de cada acontecimento, individualmente e em simultâneo.

Nível da maré (m)	Probabilidade do nível de maré ser excedido (P_M)	P_M – Subida do NMM ($P_{M(SUBIDA-NMM)}$)	Caudal (m^3/s)	Probabilidade do caudal ser excedido (P_Q) ¹²	$P_Q \times P_M$	$P_Q \times P_{M(SUBIDA-NMM)}$
1,00	0,08653	0,27123	719,00	0,001799536	0,000156	0,000488
1,40	0,01518	0,11221	717,00	0,001813487	0,000028	0,000203
1,70	0,00068	0,03664	715,00	0,001827586	0,000001	0,000067
1,90	0,00000	0,01404	714,00	0,001834691	0,000000	0,000026
2,00	0,00000	0,00742	700,00	0,001938232	0,000000	0,000014
2,05	0,00000	0,00434	688,00	0,002033412	0,000000	0,000009
2,10	0,00000	0,00274	668,00	0,002206709	0,000000	0,000006
2,15	0,00000	0,00114	640,00	0,002484859	0,000000	0,000003
2,20	0,00000	0,00068	615,00	0,002775093	0,000000	0,000002
2,25	0,00000	0,00023	580,00	0,003264576	0,000000	0,000001

Em seguida apresenta-se o gráfico criado com base nos valores da tabela anterior (Figura 5.13).

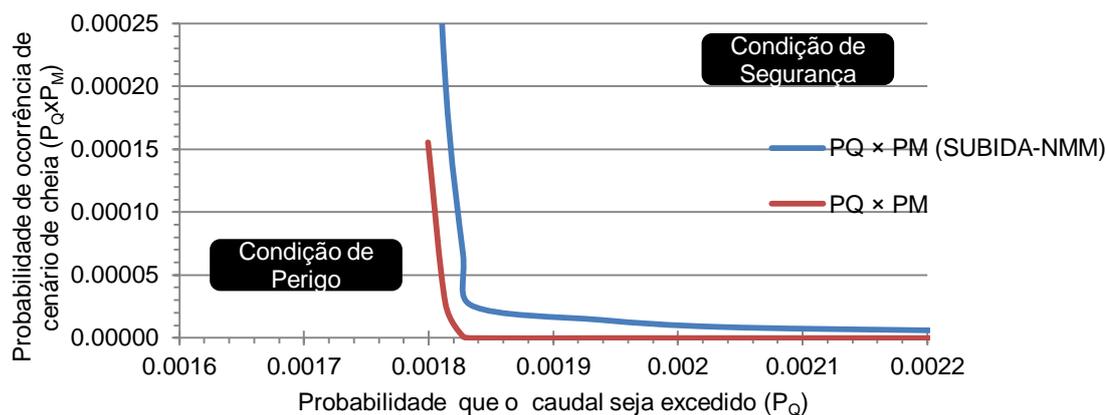


Figura 5.13 – Estudo da probabilidade de ocorrência do fenómeno de cheia, considerando a subida e o actual NMM. As curvas têm indicado o produto das duas probabilidades ($P_Q \times P_M$).

Observando o gráfico anterior é possível notar que se trata da combinação de sistemas mais eficiente, conseguindo a maior redução da probabilidade de ocorrência de cheia, comparativamente às propostas anteriores.

¹² Probabilidade de que o caudal que origina uma inundação com um nível superior a 2,50 m, na Secção 12 seja excedido.

6 – CONCLUSÃO E PROPOSTAS PARA ESTUDOS FUTUROS

Este trabalho apresenta cinco propostas para sistemas de controlo de cheias no rio Séqua/Gilão, sendo a sua eficiência avaliada em Tavira com base na capacidade que os sistemas têm para reduzir a probabilidade de ocorrência de cheia.

As principais conclusões deste estudo podem-se resumir nos seguintes pontos:

- Tendo em conta a pesquisa bibliográfica, efectuada no capítulo 2, é possível constatar que existem medidas, contra risco de inundação que podem ser aplicadas de forma pontual, para uma única edificação, ou de forma generalizada, para uma zona urbanizada;
- Uma reabilitação, devidamente estruturada, do coberto vegetal da bacia hidrográfica em conjunto com uma reestruturação das práticas agrícolas, em função da época do ano, origina um aumento do tempo de base do hidrograma de cheia, reduzindo o caudal de ponta de cheia e a erosão dos solos;
- Os instrumentos de planeamento urbano deveriam ter um carácter correctivo, devolvendo a capacidade natural das linhas de água, em meio urbano, para escoar os caudais de cheia sem que se verificassem impactos negativos relevantes para a população;
- A componente do nível da maré é inevitável e tem uma contribuição relevante na ocorrência do fenómeno de cheia, além de que se repete todos os anos. Sendo a simultaneidade de uma preia-mar com o caudal de ponta de cheia a situação mais gravosa;
- Com base nas várias análises de caudais efectuadas aos vários modelos hidrológicos é possível concluir que o sistema de pequenas barragens, contemplado no Cenário B promove um amortecimento do caudal de ponta de cheia na ordem dos 26%. Por outro lado, o sistema de grande barragem, considerado no Cenário C provoca um amortecimento do caudal de ponta de cheia de cerca de 53%, sendo que, ainda retarda esse caudal de ponta em cerca de 6 horas, relativamente aos outros modelos hidrológicos (Figura 6.1);

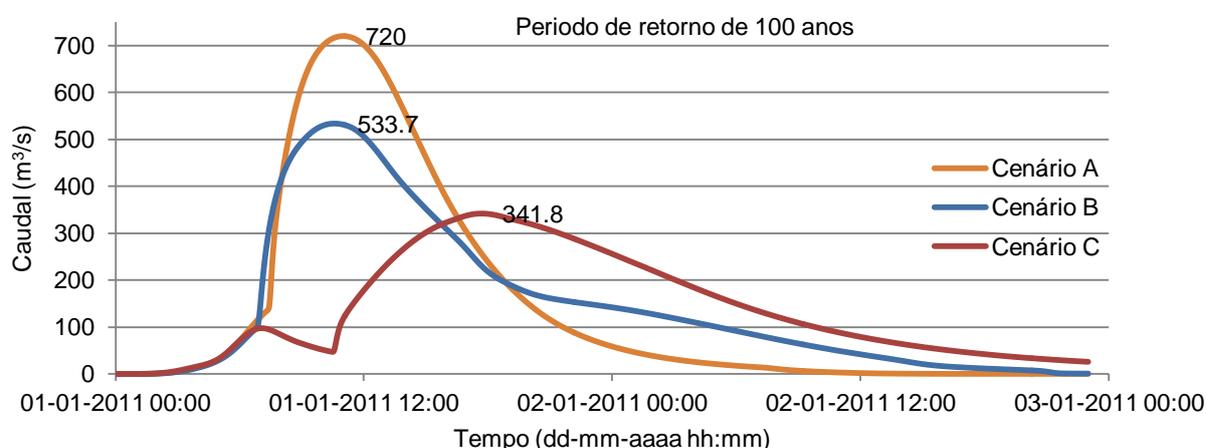


Figura 6.1 – Hidrograma de cheia, para um período de retorno de 100 anos, relativo aos vários cenários.

- Considerando a subida do NMM, prevista para os próximos 100 anos, observa-se que só o efeito da maré é suficiente para a ocorrência inundações, neste caso denominada de inundações marítimas;
- A probabilidade de ocorrência de cheia é decrescente na seguinte ordem: Cenário A, Cenário B, Cenário D, Cenário C, Cenário E e Cenário F (Figura 6.2). Correspondendo respectivamente aos seguintes sistemas: sistema de pequenas barragens, dragagem do leito do rio, sistema de grande barragem, dragagem do leito do rio e sistema de pequenas barragens e dragagem do leito do rio e sistema de grande barragem. Sendo que este padrão repete-se também, considerando a subida do NMM;

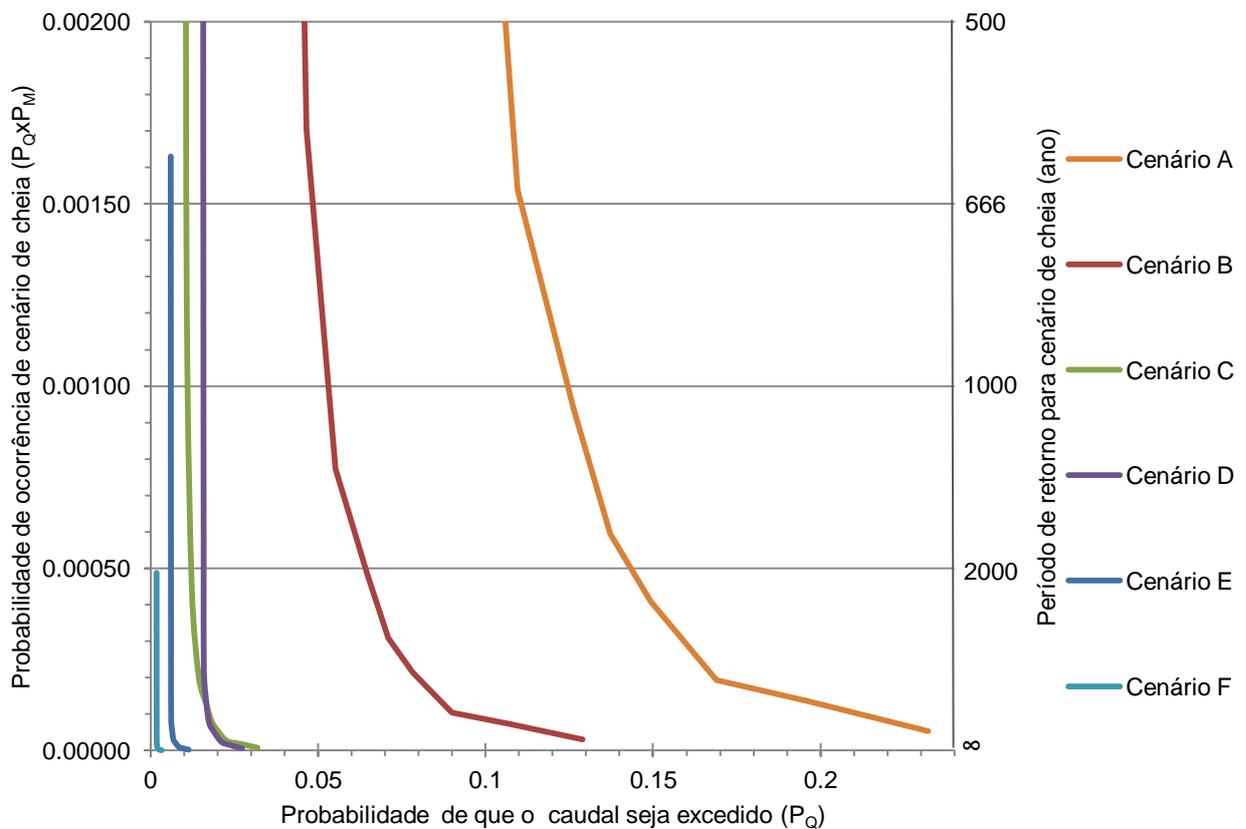


Figura 6.2 – Comparação da eficiência dos vários sistemas considerando a subida do NMM

- A implementação de uma grande barragem, embora seja o sistema mais eficiente, teria um custo económico extremamente avultado e originaria impactos ambientais negativos de grande dimensão. Sendo posta em causa uma zona com uma flora e fauna muito características, denominada de Vale da Asseca. Refere-se ainda que surgiriam grandes impactos de índole socioeconómica, pois toda uma grande zona de cultura de citrinos e hortícolas, ficaria incapacitada da sua produção e exploração e seria necessário realojar habitantes;

- A grande sensibilidade que o canal estudado tem a variações de caudal, nomeadamente a montante da PR, deve-se à grande obstrução que esta obra de arte provoca ao escoamento;
- A dragagem do leito de escoamento prevista no Cenário D, origina um aumento da capacidade de vazão do canal em estudo, relativamente ao Cenário A (Figura 6.3). Este facto pode ser explicado com base no aumento de área da secção de referência (secção 12), sendo que a grande obstrução que a PR provoca ao escoamento é reduzida;

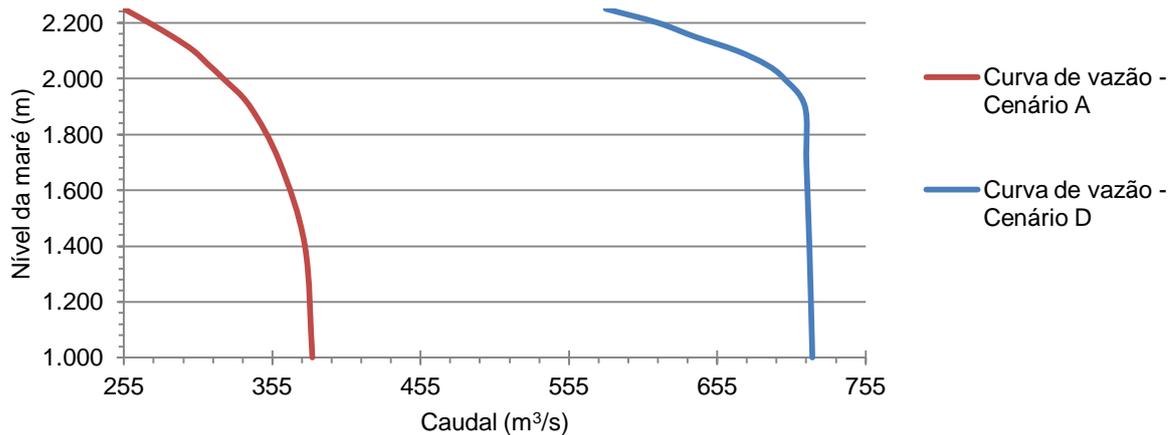


Figura 6.3 – Curva de vazão, da secção imediatamente a montante da PR, tendo em conta o Cenário A e o Cenário D.

- Com a introdução das alterações no leito, consideradas no Cenário D, a diferença que existia na probabilidade de ocorrência de cheia, considerando tanto o actual NMM como a subida do NMM, foi reduzida significativamente. Apontando que este modelo hidrodinâmico é menos sensível a variações do nível de maré;
- A dragagem do canal de escoamento, embora tenha uma grande eficiência, causaria grandes impactos ao nível de todas as estruturas presentes no canal. Pois todas as suas fundações teriam que ser rebaixadas, de acordo com os trabalhos de dragagem. Além de que iriam surgir problemas de erosão a montante do troço dragado até se atingir um novo estado de equilíbrio. Refere-se ainda que os trabalhos de dragagem criariam uma grande quantidade de sólidos suspensos e um aumento da turbidez da coluna de água, factores que têm consequências directas na produtividade primária;
- Tendo em conta o referido anteriormente julga-se que o sistema proposto que melhor se adapta às várias envolventes, ecológica, social e económica seria o sistema de pequenas barragens, considerado no Cenário B. Esta conclusão assenta no facto de que se estão a considerar barragens de pequena dimensão, facilmente integráveis nas várias paisagens da bacia hidrográfica. Com albufeiras relativamente pequenas e de carácter efémero, podendo estar na cota de pleno armazenamento durante algumas horas por ano. Este sistema de barragens têm um baixo custo económico, comparativamente com outros, e possibilita uma construção faseada.

Tendo em conta a informação contida neste trabalho, propõe-se que em estudos futuros sejam abordados os seguintes temas:

- Desenvolver um método de otimizar os descarregadores de barragens para controlo de cheias, maximizando o armazenamento em função da cota do coroamento, da precipitação e da curva cota-volume da albufeira;
- Estudo para a implementação de um sistema de diques e respectivas estruturas associadas, de forma a mitigar os impactos das inundações de origem marítima;

Após a finalização deste trabalho o autor do mesmo, julga ter atingido os objectivos a que se propôs. A proposta de sistemas de controlo de cheias e a análise da sua eficiência na cidade de Tavira. Refere-se ainda que este estudo desenvolveu um aumento do nível do conhecimento científico, nomeadamente na temática do controlo de cheias. E proporcionou a aplicação de conhecimentos e conceitos anteriormente obtidos, quer durante o percurso académico quer durante a actividade profissional.

Além desses dos objectivos alcançados, também foi dado um grande contributo, não só à comunidade científica e académica, mas também à população de cidades ribeirinhas, nomeadamente aos cidadãos da cidade de Tavira. Do ponto de vista da Engenharia julga-se que o modo de análise que foi efectuado neste trabalho poderá servir de exemplo para outras situações semelhantes que surjam no futuro.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AR. 1995. *Decreto Regulamentar 23/95, de 23 de Agosto*. Lisboa : INCM, 1995.

—. **1987.** *Decreto-Lei n.º 89/87 de 26 de Fevereiro*. Lisboa : Assembleia da Republica, 1987.

ARFCD. 2007. American River Flood Control District. [Online] 2007. [Citação: 16 de 5 de 2011.] http://www.arfcd.org/flood_insurance.php.

ARH - Algarve. 2012. Administração da Região Hidrográfica do Algarve. *ARH - Algarve*. [Online] 2012. [Citação: 11 de 01 de 2012.] http://planogestaorh8.arh.algarve.pt/index.php?option=com_content&view=article&id=48&Itemid=54.

BARTLE, H. 2008. *Erosion protection of a clay bank of Keogh River using spurs*. Nanaimo, British Columbia, Canada : s.n., 2008.

BATES, B.C., et al. 2008. *Climate Change and Water. Technical Paper of the Intergovernmental Panel on Climate Change*. [ed.] B.C., Z.W. Kundzewicz, S. Wu and J.P. Palutikof, Bates. Geneva : s.n., 2008. 978-92-9169-123-4.

BBC News. 2001. *Página da BBC News*. [Online] BBC, 26 de 10 de 2001. [Citação: 21 de 04 de 2011.] http://news.bbc.co.uk/2/hi/uk_news/england/1622318.stm.

BENTLEY. 2005. BENTLEY. [Online] 2005. [Citação: 8 de 7 de 2011.] <http://docs.bentley.com/en/HMPondPack/Help-11-81.html>.

BICHANÇA, M. F. 2006. *BACIAS DE RETENÇÃO EM ZONAS URBANAS COMO CONTRIBUTO PARA A RESOLUÇÃO DE SITUAÇÕES EXTREMAS: CHEIAS E SECAS*. Porto : FEUP, 2006.

BRANDÃO, C., Rodrigues, R. e da Costa, J. 2001. *ANÁLISE DE FENÓMENOS EXTREMOS- PRECIPITAÇÕES INTENSAS EM PORTUGAL CONTINENTAL*. Lisboa : INAG, 2001.

BRANSON, F. A. 1956. *Range Forage Production Changes on a Water Spreader in Southeastern Montana*. Southeastern Montana : s.n., 1956.

BRIGHETTI, G e Brandão, L. B. 2001. *Obras de regularização do leito*. São Paulo, Brazil : s.n., 2001.

BROWN, W. 1994. *Structural desing of closure structures for local flood protection projects*. Washington : Department of the Army - United Sates Army Corps of Engineers - Engineering and Design, 1994. 1110-2-2705.

BRUNNER, G. 2010. *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*. s.l. : USACE, 2010.

- CAP. 2011.** *Central Arizona Project*. [Online] 2011. [Citação: 7 de 10 de 2011.] <http://www.cap-az.com/Operations/RechargeProgram/AguaFria.aspx>.
- CARDOSO, A. H. 1998.** *Hidráulica Fluvial*. Lisboa : Fundação Calouste Gulbenkian, 1998.
- CARVALHO, L. A. 2009.** *A IMPORTÂNCIA DO RIO NA CIDADE*. Lisboa : s.n., 2009.
ANÁLISE DO RISCO DE INUNDAÇÃO NO PERIMETRO URBANO DA CIDADE DE LEIRIA.
- CHEN, W. e LieW, J. 2002.** *THE CIVIL ENGINEERING HANDBOOK*. Washington : CRC PRESS, 2002. 0-8493-0958-1.
- CHOW, V. T., Maidment, D. R. e Mays, L. W. 1988.** *Applied Hydrology*. Nova York : McGraw Hill, 1988. 0-07-010810-2.
- COOK, A. C. 2008.** *Comparison of one-dimensional HEC-RAS with two-dimensional FESWMS model in flood inundation mapping*. West Lafayette, Indiana : Purdue University, 2008.
- COSTA, T. e Lança, R. 2011.** *SEBENTA DE HIDRÁULICA APLICADA - HIDROLOGIA DE SUPERFÍCIE*. Faro : Universidade do Algarve - Instituto Superior de Engenharia - Departamento de Engenharia Civil, 2011.
- DIAS, J. e Taborda, R. 2006.** *Evolução recente do nível médio do mar em Portugal*. Lisboa : s.n., 2006.
- DOASM. 2010.** *Diary of A Singaporean Mind*. [Online] 19 de 7 de 2010. [Citação: 20 de 6 de 2011.] <http://singaporemind.blogspot.com/2010/07/marina-barage-and-floods.html>.
- EA. 2011.** [Online] 2011. [Citação: 11 de 10 de 2011.] <http://maps.hants.gov.uk/havantstrategicfloodriskassessment/Map.aspx>.
- . **2010.** *Planning Policy Statement 25: Development and Flood Risk*. Londres : s.n., 2010. 978-0117540996.
- . **2008.** *River dredging and flood defence. To dredge or not to dredge?* Rotherham, UK : s.n., 2008.
- EC. 2000.** *River Training Works*. Bruxelas : European Commission, 2000.
- EFAS. 2011.** *European Flood Alert System*. [Online] 1 de 2 de 2011. [Citação: 16 de 5 de 2011.] <http://floods.jrc.ec.europa.eu/efas-flood-forecasts/efas-user-information.html>.
- Enrico Piolanti, Lda. 2002.** [Online] 2002. [Citação: 23 de 05 de 2011.] <http://www.enrico-piolanti.pt/colchoes-reno/colchoes-reno.php>.
- FAO. 1999.** *Food and Agriculture Organization*. [Online] 26 de 10 de 1999. [Citação: 26 de 04 de 2011.] <http://www.fao.org/ag/agl/agll/wocat/wqtsum.asp?questid=PHI03>.

- . **2006.** *World reference base for soil resources - A framework for international classification, correlation and communication.* Roma : Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2006. 92-5-105511-4.
- FC-UL. 2011.** Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa. [Online] 2011. [Citação: 27 de 09 de 2011.] http://webpages.fc.ul.pt/~cmantunes/hidrografia/hidro_tabelas.html.
- FELDMAN, A. D. 2000.** *Hydrologic Modeling System - HEC-HMS - Technical Reference Manual.* Washington : Hydrologic Engineering Center, 2000.
- . **2000.** *Hyrologic Modeling System - Technical Reference Manual: HEC-HMS.* Washington : United States Army Corps of Engineers - Hydrologicl Engineering Center, 2000.
- FEMA. 2010.** Federal Emergency Management Agency - U.S. Department of Homeland Security. [Online] 2010. [Citação: 16 de 5 de 2011.] <http://www.fema.gov/library/viewRecord.do?id=4656>.
- FILHO, A., Széliga, M. e Enomoto, C. 2000.** *Estudo de medidas não estruturais para contole de inundações urbanas.* Ponta Grossa : s.n., 2000.
- FUHRMAN, R. L. 2000.** *Design and Construction of levees.* Washington : United States Army Corps of Engineers - Engineering and Design, 2000. 1110-2-1913.
- GENETTI, A. 1989.** *Retaining and flood walls.* Washington : United Sates Army Corps of Engineers - Engineering and Design, 1989. 1110-2-2502.
- GeoKonda. 2006.** GeoKonda. [Online] 2006. [Citação: 23 de 6 de 2011.] <http://blog.educacional.com.br/geokonda/2011/04/05/sistematizacao-clima-e-vegetacao/>.
- GOMES, F. e RODRIGUES, R. 2005.** *MODELAÇÃO HIDROLÓGICA DISTRIBUÍDA - APLICAÇÃO À BACIA DO RIO GUADIANA.* Lisboa : INAG, 2005.
- HAN, D., et al. 2002.** *Design Studies on Flood-Proof House.* Bristol : Department of Civil Engineering-University of Bristol, 2002.
- handycrafunique. 2008.** handycrafunique. [Online] 2008. [Citação: 7 de 10 de 2011.] <http://www.handycrafunique.com/wp-content/uploads/2010/05/Floating-house-cool.jpg>.
- IGEOe. 1980.** *Cartas militares números: 590, 598, 599, 607 e 608 .* [Biblioteca da Universidade do Algarve] Lisboa : Instituto Geográfico do Exército, 1980.
- IGP. 2007.** *Cartografia de uso do solo e/ou ocupação do solo em Portugal Continental: Compilação de fontes primárias sobre os projectos CLC'90 e COS'90.* Lisboa : Instituto Geográfico Português - Direcção de Serviços de Investigação e Gestão de Informação Geográfica - Grupo de Ordenamento do Território, 2007.
- INAG. 2005.** *Guia de requalificação e limpeza de linhas de água.* Lisboa : s.n., 2005.

- . **2010**. Portal da Água. [Online] 2010. [Citação: 8 de 10 de 2011.] <http://portaldaaqua.inag.pt/PT/InfoUtilizador/AguaNatureza/Riscos/Cheias/Pages/default.aspx>.
- . **2009**. *Produção de Números de Escoamento*. Lisboa : Instituto Nacional da Água, 2009.
- ISIDORO, J., ROCHETA, V. e LANÇA, R. 2008**. *DELIMITAÇÃO DE ÁREAS INUNDÁVEIS POR ACCÇÃO FLUVIAL - Aplicação ao Rio Séqua/Gilão na área urbana de Tavira*. Faro : Universidade do Algarve, 2008.
- Jubilee River. 2010**. [Online] 18 de 11 de 2010. [Citação: 7 de 6 de 2011.] <http://www.jubileeriver.co.uk/090921%20-%20lower%20thames%20strategy.htm>.
- KOPP, E., et al. 2000**. *Os solos do Algarve e as suas características - Vista geral*. Faro : Ministério da Agricultura, do Desenvolvimento Rural e das Pesca - Instituto de Hidráulica, Engenharia Rural e Ambiente, 2000.
- LANÇA, R. 2000**. *CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DE CHEIAS RECORRENDO A UM MODELO DISTRIBUÍDO*. Lisboa : Universidade Nova de Lisboa, 2000.
- . **2010**. *HIDRÁULICA FLUVIAL - CAPÍTULO I - HIDROLOGIA ESTOCÁSTICA*. Faro : Ualg - ISE, 2010.
- LENCASTRE, A. e Franco, F. M. 2010**. *Lições de hidrologia*. 3ª Edição. Lisboa : Fundação da Faculdade de de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- MATIAS, M. G. 2006**. *BACIAS DE RETENÇÃO - ESTUDO DE MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO*. Porto : FEUP, 2006.
- McClatchy. 2008**. [Online] 1 de 9 de 2008. [Citação: 2 de 6 de 2011.] <http://www.mcclatchydc.com/2008/09/01/51424/the-levees-held-thanks-to-reconstruction.html>.
- MMA. 1998**. *Restauracion hidrológico florestal de cuencas y control de la erosion*. Madrid : Mundi-Prensa, 1998. 8471147335.
- NOVAK, P., et al. 2007**. *Hydraulic Structures*. Oxon - UK : Taylor & Francis, 2007. 978-0-415-38625-8.
- PAÇO, N. M. 2008**. *ESTABELECIMENTO DE HIDROGRAMAS UNITÁRIOS*. Lisboa : IST, 2008.
- PIMANMAS, A., JOYKLAD, P. e WARNITCHAI, P. 2010**. *STRUCTURAL DESIGN GUIDELINE FOR TSUNAMI EVACUATION SHELTER*. Pathumthani - Thailand : Thammasat University, 2010.
- RDG. 2007**. River Design Group, Inc. [Online] 2007. [Citação: 24 de 5 de 2011.] <http://www.riverdesigngroup.com/projects/construction-management/proect:%20middle-fork-john-day-river/>.

RFCD. 2003. Regional Flood Control District. [Online] 2003. [Citação: 1 de 6 de 2011.] <http://rfcd.pima.gov/fpm/hazard.htm>.

Rodrigues, A. C. 2011. *A modelação matemática do Alviela como ferramenta para gestão integrada da bacia hidrográfica e para a análise impacto de intervenções*. Alcanena : DNH - Consultancy and Engineering, 2011.

RODRIGUES, R., SARAMAGO, M. e GOMES, R. 2003. *Sistema de Vigilância e Alerta de Recursos Hídricos*. Lisboa : MINISTÉRIO DAS CIDADES, DO ORDENAMENTO DO TERRITÓRIO E AMBIENTE - INSTITUTO DA ÁGUA - DIRECÇÃO DE SERVIÇOS DE RECURSOS HÍDRICOS, 2003.

RUTH, J. 2011. Dezeen Blog. [Online] 27 de 5 de 2011. [Citação: 2 de 6 de 2011.] <http://jroberson151.wordpress.com/2011/05/27/single-serving-levees/>.

SE. 2010. Science Encyclopedia. [Online] 23 de 5 de 2010. [Citação: 15 de 6 de 2011.] <http://science.jrank.org/pages/1940/Dams-Classification-dams.html>.

SILVA, J. B. 2011. *BALANÇO HIDROLÓGICO DA BARRAGEM DO BARRANCO DO ROSADO: Trabalho realizado no âmbito da Unidade Curricular de Planeamento e Gestão de Recursos Hídricos*. Faro : Universidade do Algarve - Instituto Superior de Engenharia, 2011.

—. **2010.** *IMPACTOS NOS RECURSOS HÍDRICOS - ÁGUAS SUPERFICIAIS: Trabalho realizado no âmbito da Unidade Curricular de Avaliação de Impacto Ambiental*. Faro : Universidade do Algarve - Instituto Superior de Engenharia, 2010.

SINHA, S. e Srivastava, R. 2006. *ROLE OF LARGE DAMS IN FLOOD MODERATION*. Nova Deli : s.n., 2006.

SMITH, K. e Ward, R. 1998. *Floods-Physical Processes and Human Impacts*. Chichester - England : Jonh Wiley & Sons Ltd, 1998. 0 471 95248 6.

SNH. 2009. Scotland Natural Heritage. [Online] 16 de 11 de 2009. [Citação: 1 de 6 de 2011.] <http://www.snh.org.uk/publications/on-line/advisorynotes/23/23.htm>.

STEFFLER, P. e Blackburn, J. 2002. *Introduction to Depth Averaged Modeling and User's Manual*. Alberta - Estados Unidos da América : University of Alberta, 2002.

TEIXEIRA, M. A. 2005. *Reposição da Permeabilidade dos Solos - Desafios para o Urbanismo Futuro*. 2005.

UAF-GI. 2010. *Structural Countermeasures*. Fairbanks - Alaska : University of Alaska - Geophysical Institute, 2010.

UNEP. 2002. Sourcebook of Alternative Technologies for Freshwater Augmentation. [Online] 2002. [Citação: 03 de 05 de 2011.] <http://www.unep.or.jp/ietc/publications/techpublications/techpub-8f/b/Runoff1.asp>.

- USACE. 2008a.** [Online] 14 de 5 de 2008a. [Citação: 4 de 6 de 2011.]
<http://www.iwr.usace.army.mil/docs/MMDL/FLD/Feature.asp?ID=19>.
- **2008.** [Online] United States Army Engineer - Management Measures Digital Library - Floodwalls, Levees and Dams, 14 de 5 de 2008. [Citação: 6 de 6 de 2011.]
<http://www.iwr.usace.army.mil/docs/MMDL/FLD/Default.asp>.
- **2008b.** United States Army Corps of Engineers. [Online] 14 de 5 de 2008b. [Citação: 4 de 6 de 2011.] <http://www.iwr.usace.army.mil/docs/MMDL/FLD/Feature.asp?ID=17>.
- USDA. 1986.** *Urban Hydrology for Small Watersheds - TR55*. Washington : United States Department of Agriculture - Natural Resources Conservation Service - Conservation Engineering Division, 1986.
- VC-LWCD. 2006.** Vernon County - Land & Water Conservation Department. [Online] 2006. [Citação: 15 de 6 de 2011.] <http://www.co.vernon.wi.gov/LWCD/parks.htm>.
- VIGO, L. e RIZZOLI, D. 2011.** Wikipédia. [Online] 28 de 4 de 2011. [Citação: 2 de 6 de 2011.] http://pt.wikipedia.org/wiki/Furac%C3%A3o_Katrina.
- WANDERER, W. 2010.** [Online] 25 de 11 de 2010. [Citação: 18 de 6 de 2011.]
<http://wozawanderer.blogspot.com/2010/11/lyttelton-2-months-after-canterbury.html>.
- WATSON, C., BIEDENHARN, D. e SCOTT, S. 1999.** *Channel Rehabilitation: Processes, Design and Implementation*. Vicksburg, Mississippi : United States Army Corps of Engineer - Engineer Research and Development Center, 1999.
- WW. 2011.** Water World. [Online] 2011. [Citação: 9 de 6 de 2011.]
<http://www.waterworld.com/index/display/article-display/303878/articles/urban-water-management/volume-1/issue-1/features/stormwater-detention-and-retention-systems.html>.
- WWA. 2011.** Water Watch Adelaide. [Online] 2011. [Citação: 7 de 10 de 2011.]
<http://www.waterwatchadelaide.net.au/index.php?page=information-6>.

A – ANEXOS

Neste tópico são incluídos todos os anexos que fazem parte integrante deste trabalho, nomeadamente os cálculos justificativos e peças desenhadas.

A.1 – Hietogramas de projecto

Neste anexo são apresentados os vários hietogramas de projecto, em função do período de retorno da precipitação.

Período de retorno de 2 anos

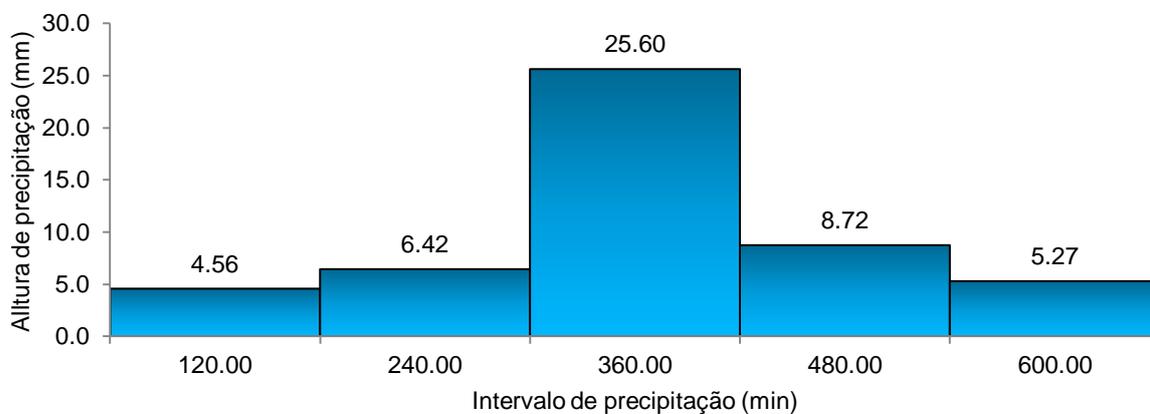


Figura A.1 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 2 anos.

Período de retorno de 5 anos

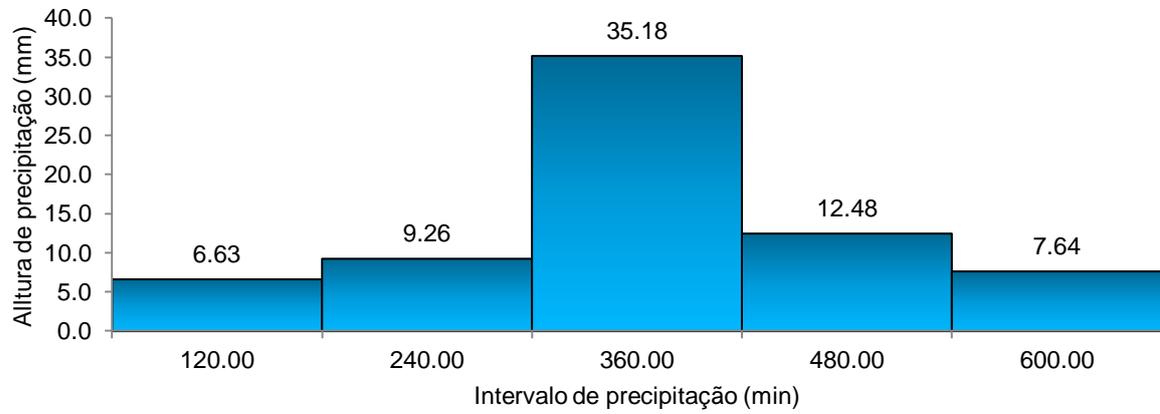


Figura A.2 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 5 anos.

Período de retorno de 10 anos

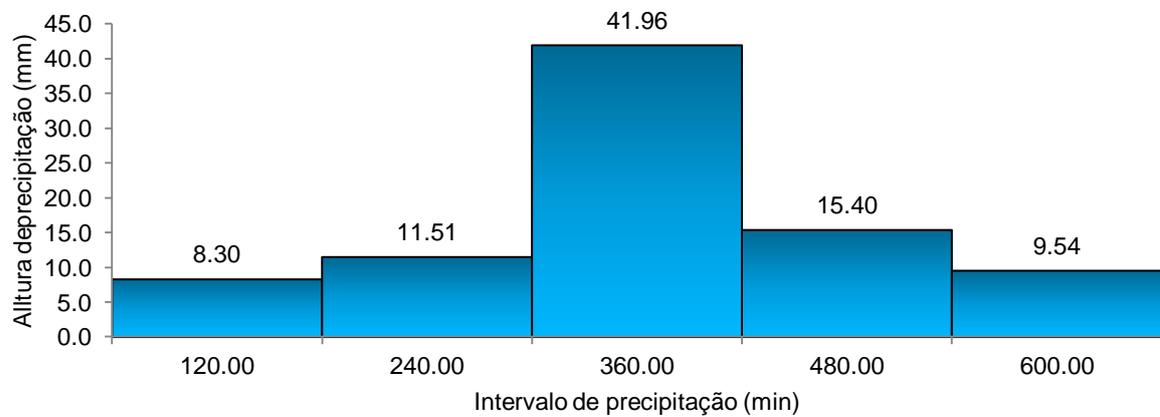


Figura A.3 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 10 anos.

Período de retorno de 20 anos

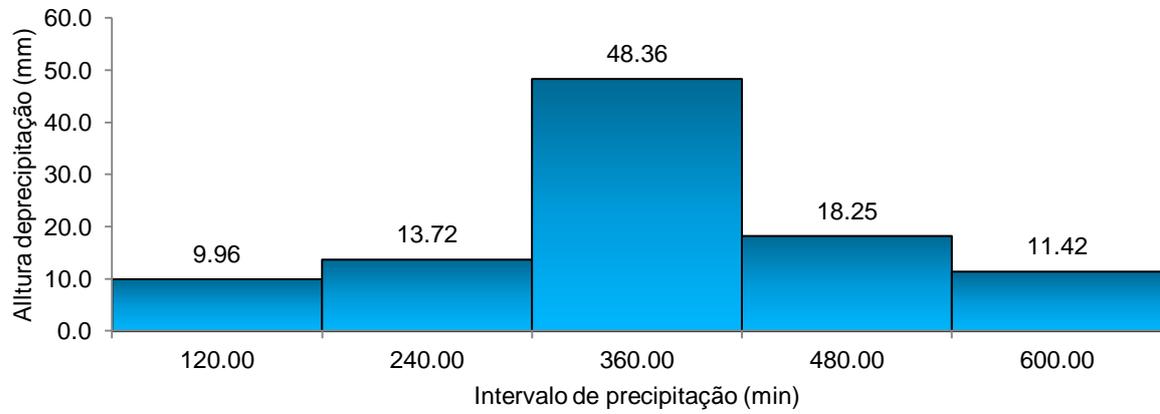


Figura A.4 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 20 anos.

Período de retorno de 50 anos

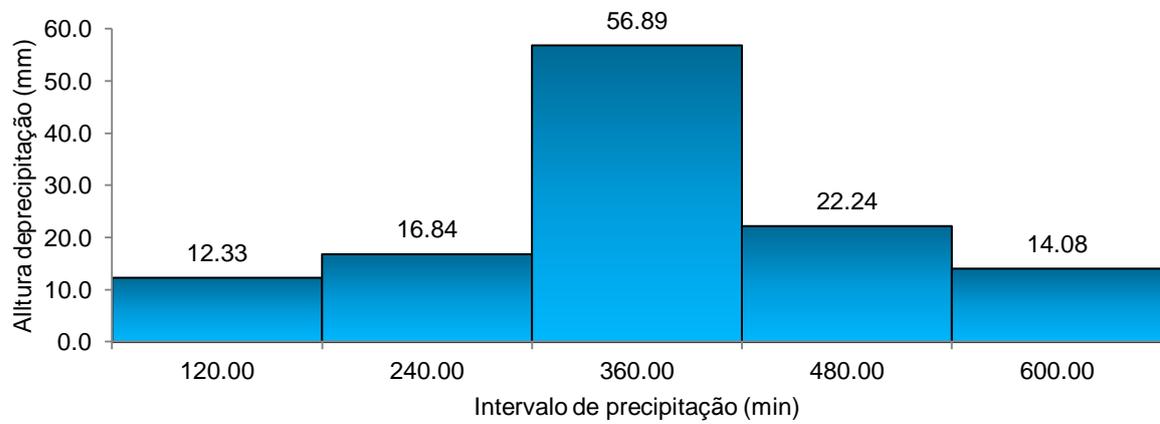


Figura A.5 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 50 anos.

Período de retorno de 100 anos

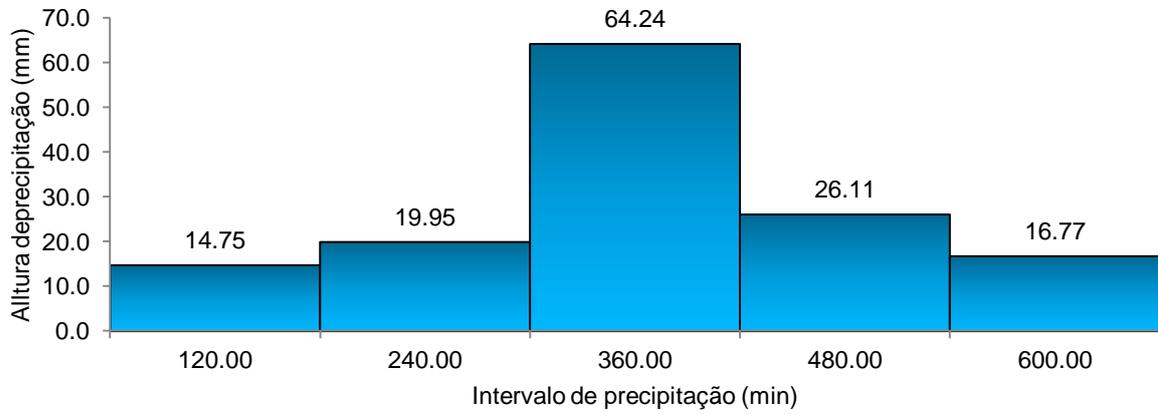


Figura A.6 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 100 anos.

Período de retorno de 1000 anos

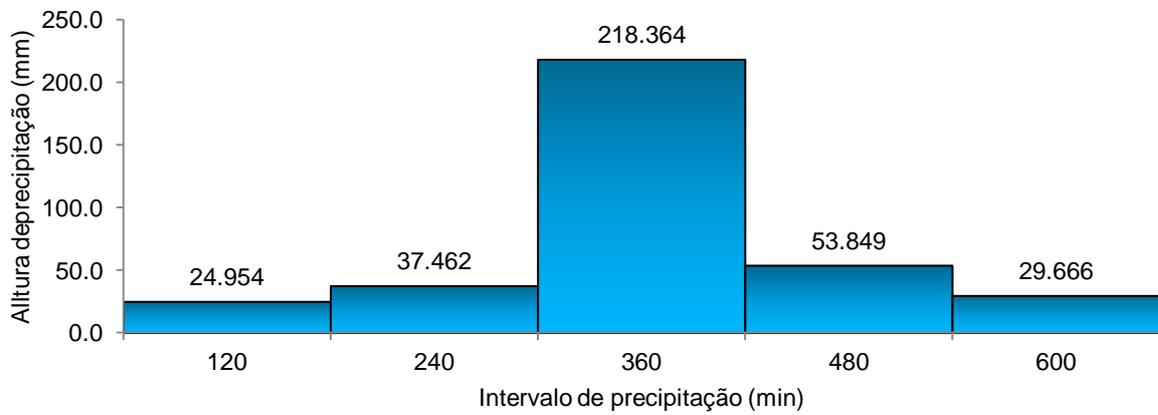


Figura A.7 – Hietograma de projecto para um período de retorno da precipitação de 1000 anos.

A.2 – Tipos de solo

Neste anexo são apresentadas as classes taxonómicas dos solos, a sua descrição e a respectiva percentagem de cada tipo de solo constituinte da bacia hidrográfica do rio Séqua/Gilão.

Tabela A.1 – Classes taxonómicas dos solos da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão. Nesta tabela são apresentadas as classes taxonómicas, as descrições e as respectivas percentagens dos solos.

Classe taxonómica	Descrição	Percentagem de área
A	Aluviossolos modernos não calcários de textura mediana.	0.1901
Aac	Aluviossolos modernos não calcários de textura pesada.	0.1670
Aac(i)	Aluviossolos modernos de textura pesada, calcários (fase inundável).	0.1864
Aac+Aac(i)	Aac – Aluviossolos modernos não calcários de textura pesada; Aac(i) – Aluviossolos modernos de textura pesada, calcários (fase inundável).	1.0147
Aac+Ac	Aac – Aluviossolos modernos de textura pesada, calcários; Ac – Aluviossolos modernos de textura mediana, calcários.	0.0010
Ac	Aluviossolos modernos de textura mediana, calcários.	0.0332
Al	Aluviossolos modernos de textura ligeira.	0.0298
Al(i)+Px	Al(i) – Aluviossolos modernos de textura ligeira (fase inundável); Px – Solos mediterrâneos pardos de xistos ou grauvaques.	0.1967
Arc	Afloramentos rochosos de calcários ou dolomias.	4.6789
Asa(i)	Solos salinos de salinidade moderada de aluviões, de textura pesada (fase inundável).	0.0092
ASoc(1)	Praias, áreas inundáveis, promontórios, salinas.	0.0041
ASoc(2)	Rios, ribeiras, lagoas.	0.0660
ASoc(3)	Áreas urbanas, aglomerados, grandes estruturas e infra-estruturas.	0.3811
At(p)	Aluviossolos antigos de textura mediana (fase pedregosa).	0.0629
Cb	Barros castanho-avermelhado não calcários de basaltos ou doleritos ou outras rochas eruptivas básicas.	0.2627
Cb(d)	Barros castanho-avermelhado não calcários de basaltos ou doleritos ou outras rochas eruptivas básicas (fase delgada).	0.0336
Cbc	Barros castanho-avermelhado calcários de basaltos ou doleritos.	0.2483
Eb	Litossolos (solos esqueléticos) de basaltos ou doleritos.	0.0606
Ec	Litossolos (solos esqueléticos) de calcários compactos ou dolomias.	0.1282
Ec+Vc(d)	Ec – Litossolos (solos esqueléticos) de calcários compactos ou dolomias; Vc(d) – Solos calcários vermelhos de calcários (fase delgada).	0.1078
Ets	Litossolos (solos esqueléticos) de grés de Silves.	0.1742
Ex	Solos incipientes. Litossolos dos climas sub-húmidos e semiáridos de xistos ou grauvaques.	68.2795
Ex+Px	Ex – Solos incipientes. Litossolos dos climas sub-húmidos e semiáridos de xistos ou grauvaques;	0.0363

Classe taxonómica	Descrição	Percentagem de área
	Px – Solos mediterrâneos pardos de xistos ou grauvaques.	
Pc	Solos calcários pardos de calcários não compactos.	3.2416
Pc(p)	Solos calcários pardos de calcários não compactos (fase pedregosa).	0.0719
Pc+Pcs	Pc – Solos calcários pardos de calcários não compactos; Pcs – Solos calcários pardos de margas.	0.3485
Pc+Vc	Pc – Solos calcários pardos de calcários não compactos; Vc – Solos calcários vermelhos de calcários;	3.5672
Pc+Vcd	Pc – Solos calcários pardos de calcários não compactos; Vcd – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias.	0.0002
Px	Solos mediterrâneos pardos de xistos ou grauvaques.	0.7016
Sbac	Solos de baixas de textura pesada de calcários.	0.0781
Vac	Solos calcários vermelhos de rochas detriticas argiláceas calcárias.	0.1755
Vc	Solos calcários vermelhos de calcários.	2.2897
Vc(d)	Solos calcários vermelhos de calcários (fase delgada).	0.0329
Vc(p)	Solos calcários vermelhos de calcários (fase pedregosa).	0.1177
Vc+Arc	Vc – Solos calcários vermelhos de calcários; Arc – Afloramentos rochosos de calcários ou dolomias.	2.8688
Vc+Pc	Vc – Solos calcários vermelhos de calcários; Pc – Solos calcários pardos de calcários não compactos.	0.3342
Vc+Vcd	Vc – Solos calcários vermelhos de calcários; Vcd – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias.	0.4385
Vcd	Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias.	1.3242
Vcd(d)+Arc	Vcd(d) – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias (fase delgada); Arc – Afloramentos rochosos de calcários ou dolomias.	0.3137
Vcd(e)	Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias (fase espessa).	0.0066
Vcd+Arc	Vcd – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias; Arc – Afloramentos rochosos de calcários ou dolomias.	7.2644
Vcd+Vtc	Vcd – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de calcários compactos ou dolomias; Vtc – Solos mediterrâneos vermelhos ou amarelos de arenitos.	0.0004
Vcs	Solos calcários vermelhos de grés de Silves associados a depósitos calcários.	0.2037
Vts	Solos litólicos não húmicos de grés de Silves.	0.2682

A.3 – Usos do solo

Tabela A.2 – Tipo de uso do solo da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.

Tipo de uso	Descrição	Percentagem de área
AA1	Citrinos	0.1901
AA4	Amendoeirias	0.1670
AA5	Figueiras	0.1864
AA6	Alfarrobeiras	1.0147
AAX	Mistos de pomares	0.0010
AC2	Pomar de pomoideas + cultura anual	0.0332
AC5	Pomar de figueiras + cultura anual	0.0298
AC6	Pomar de alfarrobeiras + cultura anual	0.1967
ACX	Mistos de pomares	4.6789
AD6	Pomar de alfarrobeiras + outras arbustivas	0.0092
AO5	Pomar de figueiras + olival	0.0041
AOX	Mistos de pomares + olival	0.0660
BB2	Floresta de sobreiro, 30% a 50% de coberto	0.3811
BB3	Floresta de sobreiro, superior a 50% de coberto	0.0629
BD1	Floresta de sobreiro + outras arbustivas, 10% a 30% de coberto	0.2627
BD2	Floresta de sobreiro + outras arbustivas, 30% a 50% de coberto	0.0336
BD3	Floresta de sobreiro + outras arbustivas, superior a 50% de coberto	0.2483
BM2	Floresta de sobreiro + pinheiro manso, 30% a 50% de coberto	0.0606
BM3	Floresta de sobreiro + pinheiro manso, superior a 50% de coberto	0.1282
BP3	Floresta de sobreiro + pinheiro bravo, superior a 50% de coberto	0.1078
BZ1	Floresta de sobreiro + azinheira, 10% a 30% de coberto	0.1742
BZ2	Floresta de sobreiro + azinheira, 30% a 50% de coberto	68.2795
BZ3	Floresta de sobreiro + azinheira, superior a 50% de coberto	0.0363
CA1	Culturas anuais + Pomar	3.2416
CB0	Culturas anuais + sobreiro	0.0719
CC1	Sequeiro	0.3485
CC2	Regadio	3.5672
CC9	Outros (estufas, viveiros, etc)	0.0002
CF0	Culturas anuais + folhosas diversas	0.7016
CI1	Áreas principalmente agrícolas com espaços naturais importantes	0.0781
CO1	Culturas anuais + olival	0.1755
CV1	Culturas anuais + Vinha	2.2897
CX1	Sistemas culturais e parcelares complexos	0.0329
CZ0	Culturas anuais + azinheira	0.1177
DA1	Outras arbustivas + azinheira	2.8688

Tipo de uso	Descrição	Percentagem de área
DB1	Outras arbustivas + sobreiro	0.3342
DD1	Medronheiro	0.4385
DF1	Outras arbustivas + folhosas diversas	1.3242
DM1	Outras arbustivas + pinheiro manso	0.3137
DP1	Outras arbustivas + pinheiro bravo	0.0066
EE3	Floresta de eucalipto, superior a 50% de coberto	7.2644
FF2	Floresta de outras folhosas, 30% a 50% de coberto	0.0004
FM2	Floresta de outras folhosas + pinheiro manso, 30% a 50% de coberto	0.2037
FM3	Floresta de outras folhosas + pinheiro manso, superior a 50% de coberto	0.2682
FP3	Floresta de outras folhosas + pinheiro bravo, superior a 50% de coberto	0.2757
HH1	Cursos de água	1.5640
HH2	Lagoas e albufeiras	0.0103
HY3	Salinas	0.0032
IB0	Terrenos incultos de sobreiro	1.0694
ID0	Terrenos incultos de outras arbustivas	3.6468
IF0	Terrenos incultos de outras folhosas	0.0201
II1	Pastagens naturais pobres	3.8631
II2	Vegetação arbustiva baixa – matos	15.0231
IM0	Terrenos incultos de pinheiro manso	0.3678
IM1	Terrenos incultos de pinheiro manso, 10% a 30% de coberto	0.0668
IO0	Olival Abandonado	0.0031
IZ0	Terrenos incultos de azinheira	2.1708
JY1	Praia, dunas, areais e solos sem cobertura vegetal	0.2200
MB3	Florestas de pinheiro manso + sobreiro, superior a 50% de coberto	1.4070
MD0	Florestas de pinheiro manso + outras arbustivas	0.3442
MD1	Florestas de pinheiro manso + outras arbustivas, 10% a 30% de coberto	0.4184
MD3	Florestas de pinheiro manso + outras arbustivas, superior a 50% de coberto	1.1471
MF2	Florestas de pinheiro manso + outras folhosas, 10% a 30% de coberto	0.0159
MF3	Florestas de pinheiro manso + outras folhosas, superior a 50% de coberto	0.3867
MM1	Florestas de pinheiro manso, 10% a 30% de coberto	0.0330
MM2	Florestas de pinheiro manso, 30% a 50% de coberto	0.0178
MM3	Florestas de pinheiro manso, superior a 50% de coberto	1.0051
MZ0	Florestas de pinheiro manso + azinheira	0.0085
MZ2	Florestas de pinheiro manso + azinheira, 30% a 50% de coberto	0.0100
MZ5	Florestas de pinheiro manso + azinheira, superior a 50% de coberto	0.0128
OA1	Olival + Pomar	1.2483
OO1	Olival	0.0442
PB3	Florestas de pinheiro bravo + sobreiro, superior a 50% de coberto	0.0127
PD0	Florestas de pinheiro bravo + outras arbustivas	0.0562

Tipo de uso	Descrição	Percentagem de área
PD2	Florestas de pinheiro bravo + outras arbustivas, 30% a 50% de coberto	0.1315
PD3	Florestas de pinheiro bravo + outras arbustivas, superior a 50% de coberto	0.0488
PF2	Florestas de pinheiro bravo outras folhosas, 30% a 50% de coberto	0.0424
PP3	Florestas de pinheiro bravo, superior a 50% de coberto	0.3319
SW1	Zonas industriais e comerciais	0.0459
SW9	Outras infraestruturas e equipamentos	0.0371
UU1	Tecido Urbano contínuo	0.4262
UU2	Tecido Urbano descontínuo	0.3881
VA1	Vinha + Pomar	0.0021
VV1	Vinha	0.3361
ZB2	Floresta de azinheira + sobreiro, 30% a 50% de coberto	0.0314
ZB3	Floresta de azinheira + sobreiro, superior a 50% de coberto	0.4939
ZF2	Floresta de azinheira + folhosas diversas, 30% a 50% de coberto	0.0120
ZF3	Floresta de azinheira + folhosas diversas, superior a 50% de coberto	0.0211
ZM2	Floresta de azinheira + pinheiro manso, 30% a 50% de coberto	0.3678
ZZ1	Floresta de azinheira, 10% a 30% de coberto	0.2495
ZZ2	Floresta de azinheira, 30% a 50% de coberto	0.2987
ZZ3	Floresta de azinheira, superior a 50% de coberto	0.0294

A.4 – Números de escoamento

Tabela A.3 – Atribuição dos números de escoamento aos usos do solo em função do grupo hidrológico.

Usos	Grupo Hidrológico				Usos	Grupo Hidrológico			
	A	B	C	D		A	B	C	D
AA1	62	74	82	85	HH2	100	100	100	100
AA4	62	74	82	85	HY3	100	100	100	100
AA5	62	74	82	85	IB0	68	79	86	89
AA6	62	74	82	85	ID0	68	79	86	89
AAX	62	74	82	85	IF0	68	79	86	89
AC2	62	74	82	85	II1	68	79	86	89
AC5	62	74	82	85	II2	30	58	71	78
AC6	62	74	82	85	IM0	68	79	86	89
ACX	62	74	82	85	IM1	68	79	86	89
AD6	36	60	70	76	IO0	66	78	85	90

Grupo Hidrológico				
Usos	A	B	C	D
AO5	62	74	82	85
AOX	62	74	82	85
BB2	36	60	70	76
BB3	36	60	70	76
BD1	36	60	70	76
BD2	36	60	70	76
BD3	36	60	70	76
BM2	36	60	70	76
BM3	36	60	70	76
BP3	36	60	70	76
BZ1	36	60	70	76
BZ2	36	60	70	76
BZ3	36	60	70	76
CA1	62	74	82	85
CB0	36	60	70	76
CC1	60	73	80	85
CC2	60	73	80	85
CC9	62	74	82	85
CF0	36	60	70	76
CI1	46	61	72	77
CO1	62	74	82	85
CV1	62	74	82	85
CX1	62	74	82	85
CZ0	36	60	70	76
DA1	36	60	70	76
DB1	36	60	70	76
DD1	36	60	70	76
DF1	36	60	70	76
DM1	36	60	70	76
DP1	36	60	70	76
EE3	36	60	70	76
FF2	36	60	70	76
FM2	36	60	70	76
FM3	36	60	70	76
FP3	36	60	70	76
HH1	100	100	100	100

Grupo Hidrológico				
Usos	A	B	C	D
IZ0	36	60	70	76
JY1	30	60	70	80
MB3	36	60	70	76
MD0	36	60	70	76
MD1	36	60	70	76
MD3	36	60	70	76
MF2	36	60	70	76
MF3	36	60	70	76
MM1	36	60	70	76
MM2	36	60	70	76
MM3	36	60	70	76
MZ0	36	60	70	76
MZ2	36	60	70	76
MZ5	36	60	70	76
OA1	62	74	82	85
OO1	62	74	82	85
PB3	36	60	70	76
PD0	36	60	70	76
PD2	36	60	70	76
PD3	36	60	70	76
PF2	36	60	70	76
PP3	36	60	70	76
SW1	89	92	94	95
SW9	98	98	98	98
UU1	77	85	90	92
UU2	61	75	83	87
VA1	62	74	82	85
VV1	62	74	82	85
ZB2	36	60	70	76
ZB3	36	60	70	76
ZF2	36	60	70	76
ZF3	36	60	70	76
ZM2	36	60	70	76
ZZ1	36	60	70	76
ZZ2	36	60	70	76
ZZ3	36	60	70	76

Tabela A.4 – Classificação textural dos tipos de solos da bacia hidrográfica do Rio Séqua/Gilão.

Categoria Taxonómica	Classificação Textural			Grupo Hidrológico
	%Argila	%Silte	%Areia	
A	29	42	29	B
Aac	60	24	16	D
Aac(i)	60	24	16	D
Aac+Aac(i)	60	24	16	D
Aac+Ac	48	24,5	27,5	D
Ac	36	25	39	D
Al	29	42	29	B
Al(i)+Px	44,5	36	19,5	D
Arc	36	25	39	A
Asa(i)	32	52	16	D
ASoc(1)	0	0	0	D
ASoc(2)	0	0	0	D
ASoc(3)	0	0	0	D
At(p)	29	42	29	D
Cb	35	37	28	D
Cb(d)	35	37	28	D
Cbc	35	37	28	D
Eb	35	37	28	D
Ec	60	30	10	D
Ec+Vc(d)	53,5	25,5	21	D
Ets	60	30	10	D
Ex	60	30	10	D
Ex+Px	60	30	10	D
Pc	50	35	15	D
Pc(p)	50	35	15	D
Pc+Pcs	41,5	37	21,5	D
Pc+Vc	48,5	28	23,5	D
Pc+Vcd	55	25	20	D
Px	60	30	10	D
Sbac	62	18	20	D
Vac	38	26	36	D
Vc	47	21	32	D
Vc(d)	47	21	32	D
Vc(p)	47	21	32	D
Vc+Arc	41,5	23	35,5	D
Vc+Pc	48,5	28	23,5	D
Vc+Vcd	53,5	18	28,5	D

Classificação Textural				
Categoria Taxonómica	%Argila	%Silte	%Areia	Grupo Hidrológico
Vcd	60	15	25	D
Vcd(d)+Arc	48	20	32	D
Vcd(e)	60	15	25	D
Vcd+Arc	48	20	32	D
Vcd+Vtc	56,5	19	24,5	D
Vcs	45	23	32	D
Vts	53	23	24	D
Vtc	53	23	24	D
Pcs	33	39	28	D

A.5 – Perfil e secções da linha de água

O perfil e secções da linha de água foram determinados para as seguintes condições: Um caudal de 816,00 m³/s e um nível de maré de -1,00 m, correspondente a um período de retorno de 100 anos, no seu conjunto.

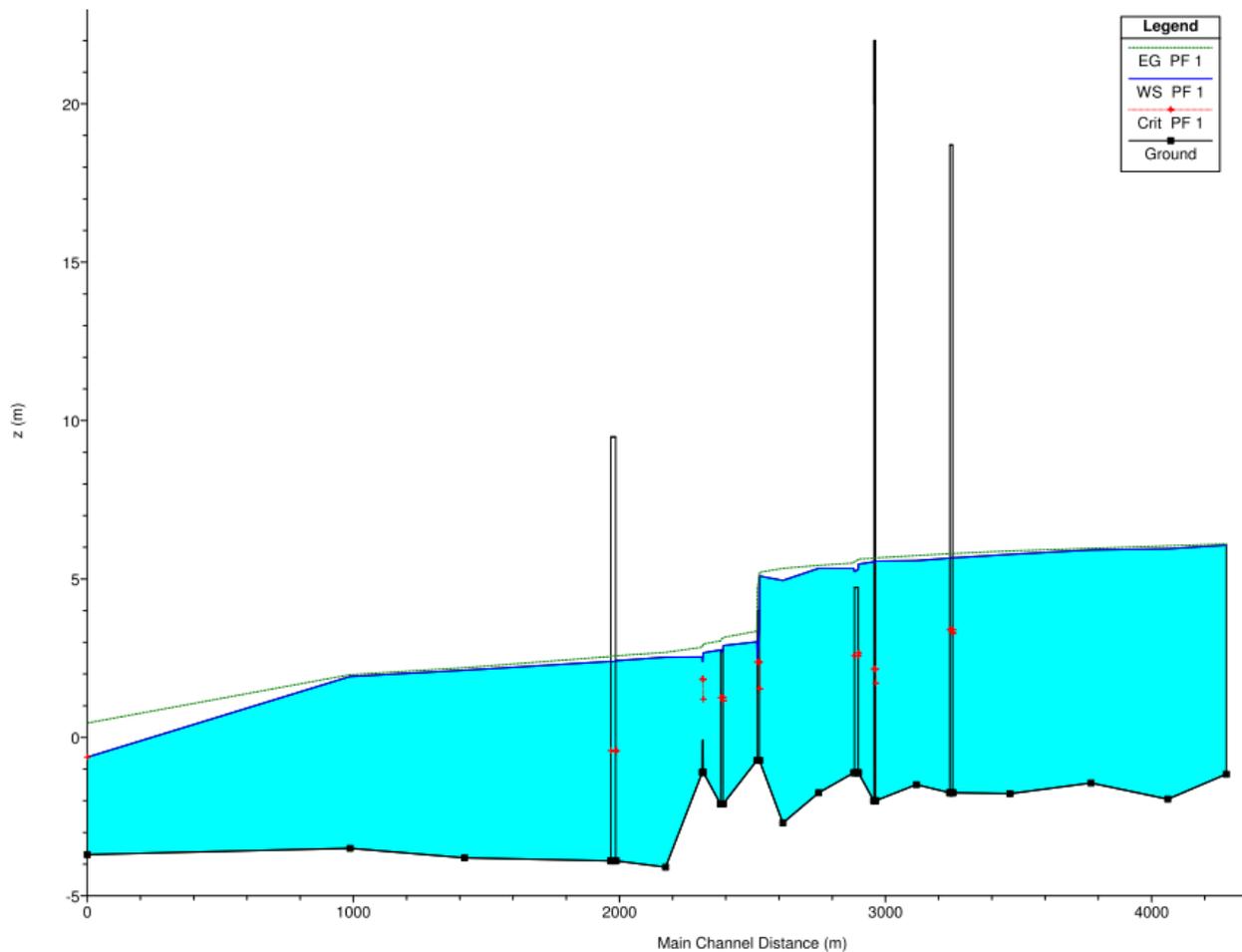


Figura A.8 – Perfil longitudinal da linha de água, para um período de retorno de 100 anos.

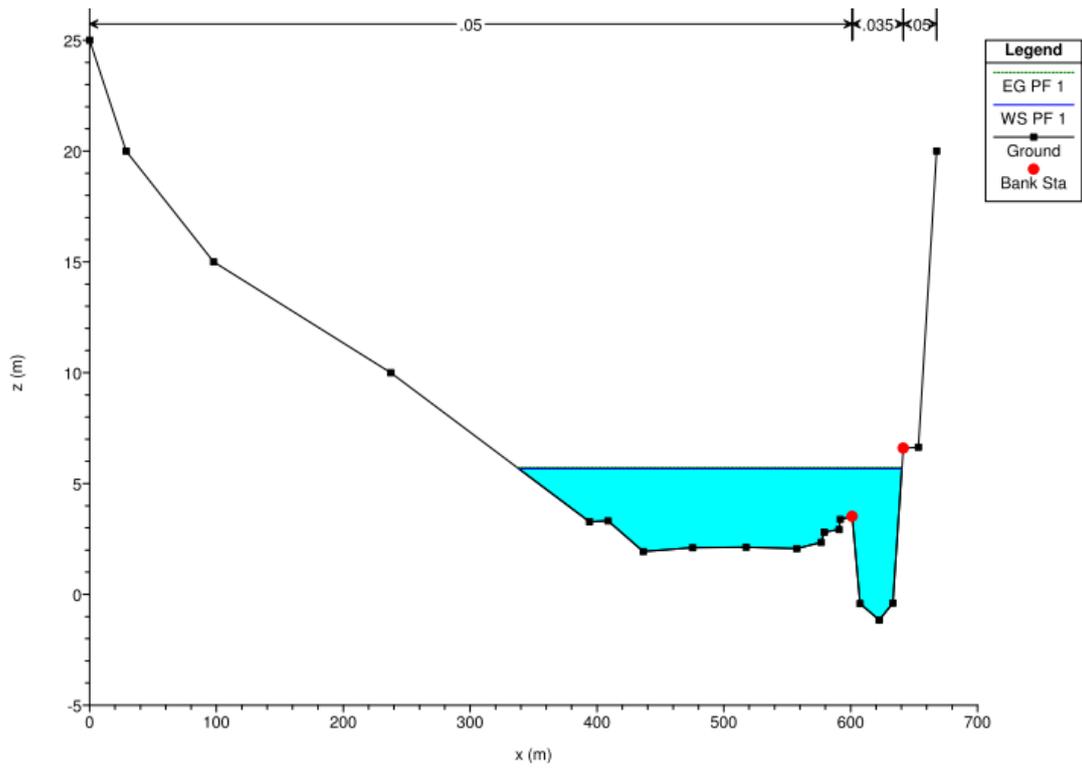


Figura A.9 – Secção transversal 25, para um período de retorno de 100 anos.

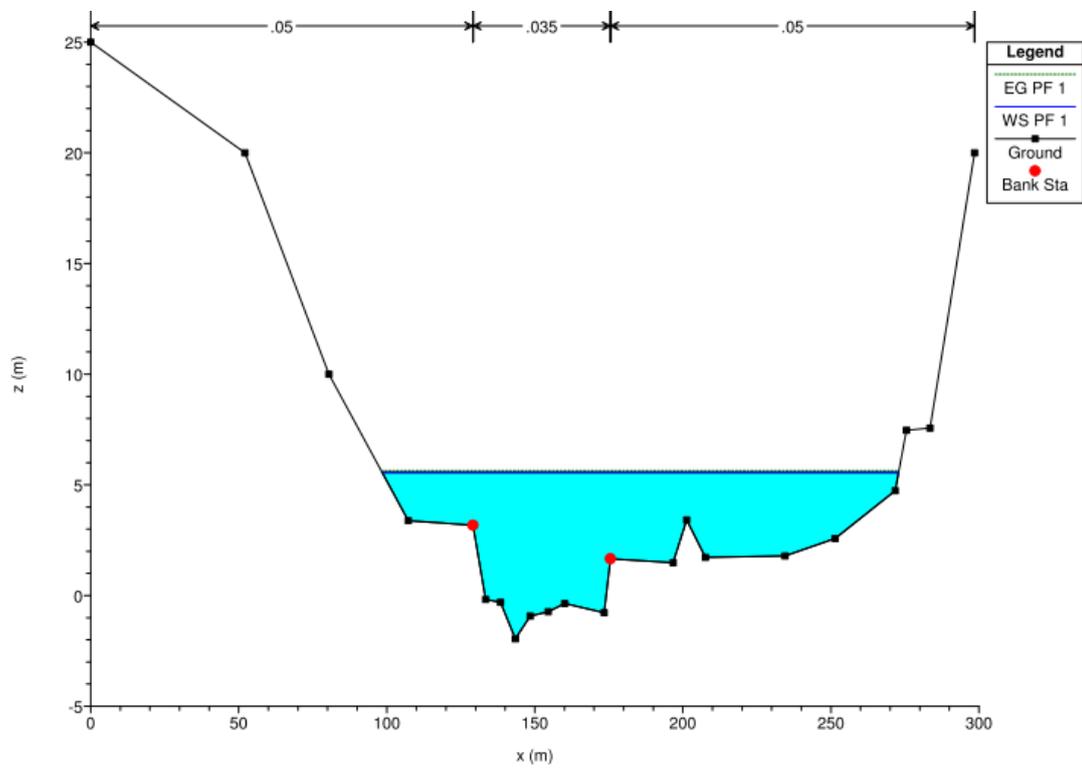


Figura A.10 – Secção transversal 24, para um período de retorno de 100 anos.

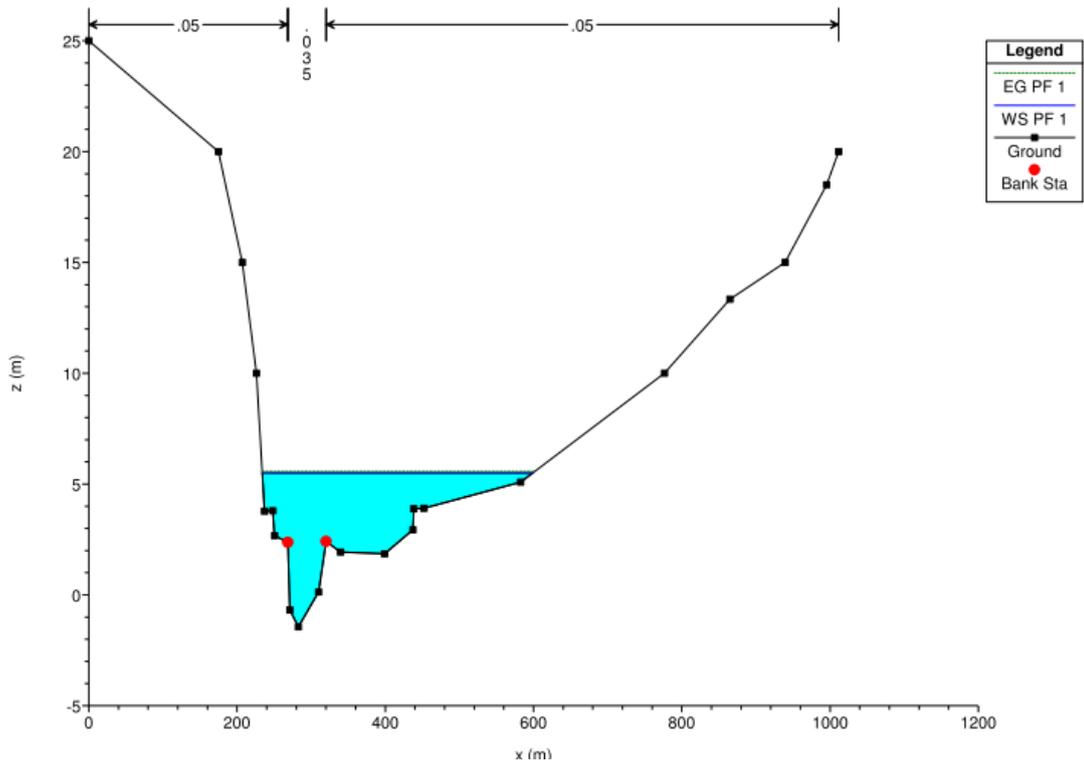


Figura A.11 – Secção transversal 23, para um período de retorno de 100 anos.

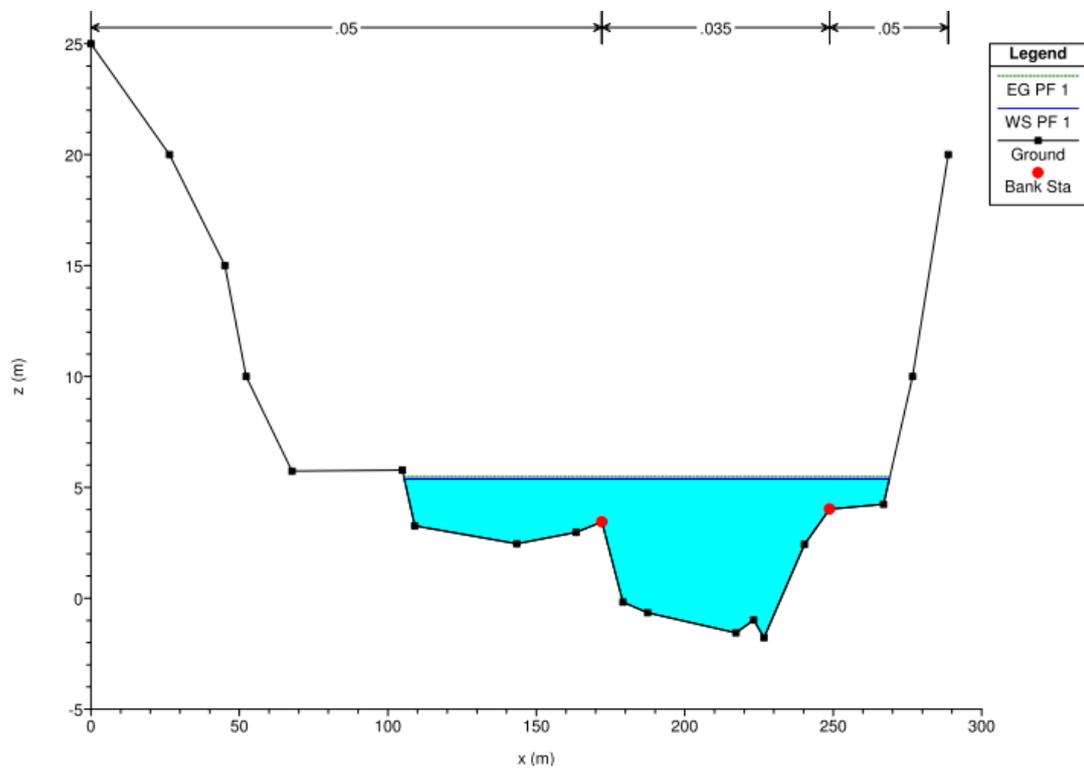


Figura A.12 – Secção transversal 22, para um período de retorno de 100 anos.

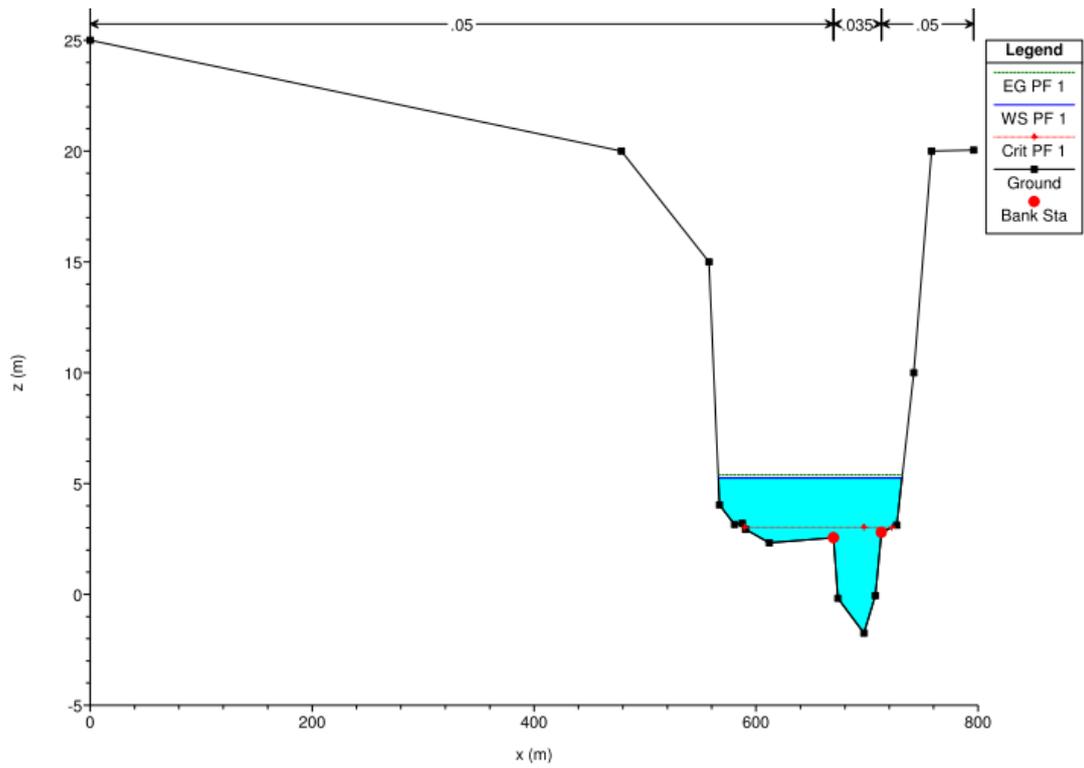


Figura A.13 – Secção 21, Ponte EN125, montante, para um período de retorno de 100 anos.

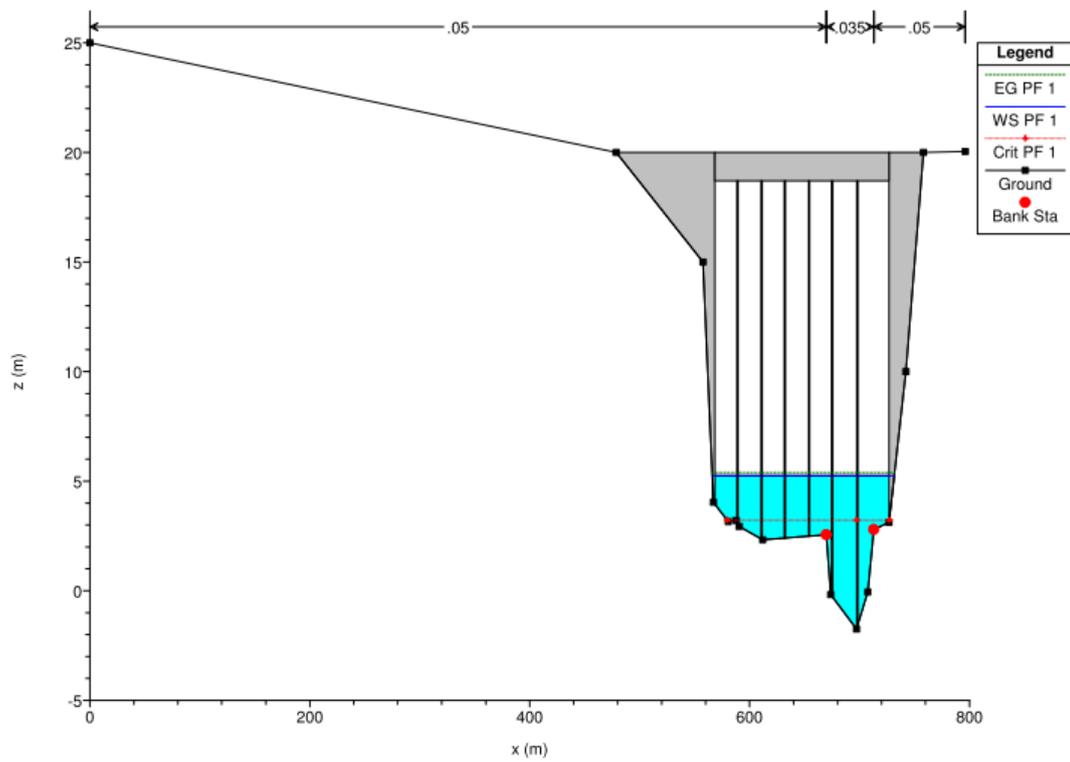


Figura A.14 – Ponte EN125, montante, para um período de retorno de 100 anos.

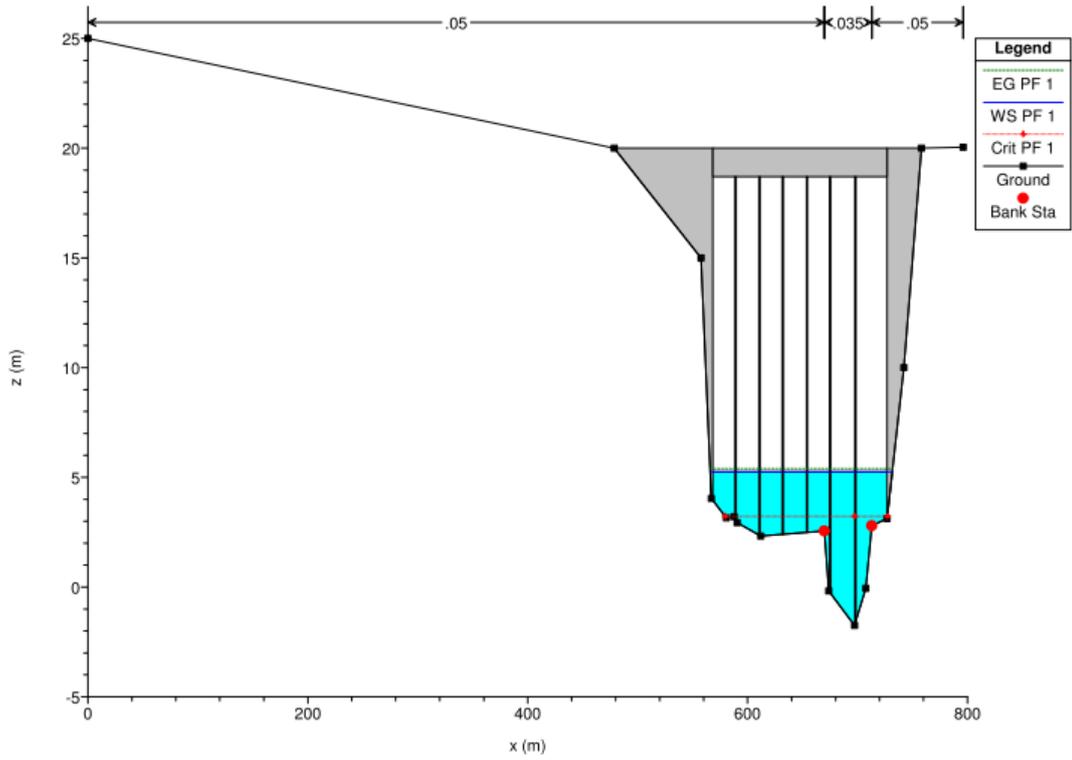


Figura A.15 – Ponte EN125, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

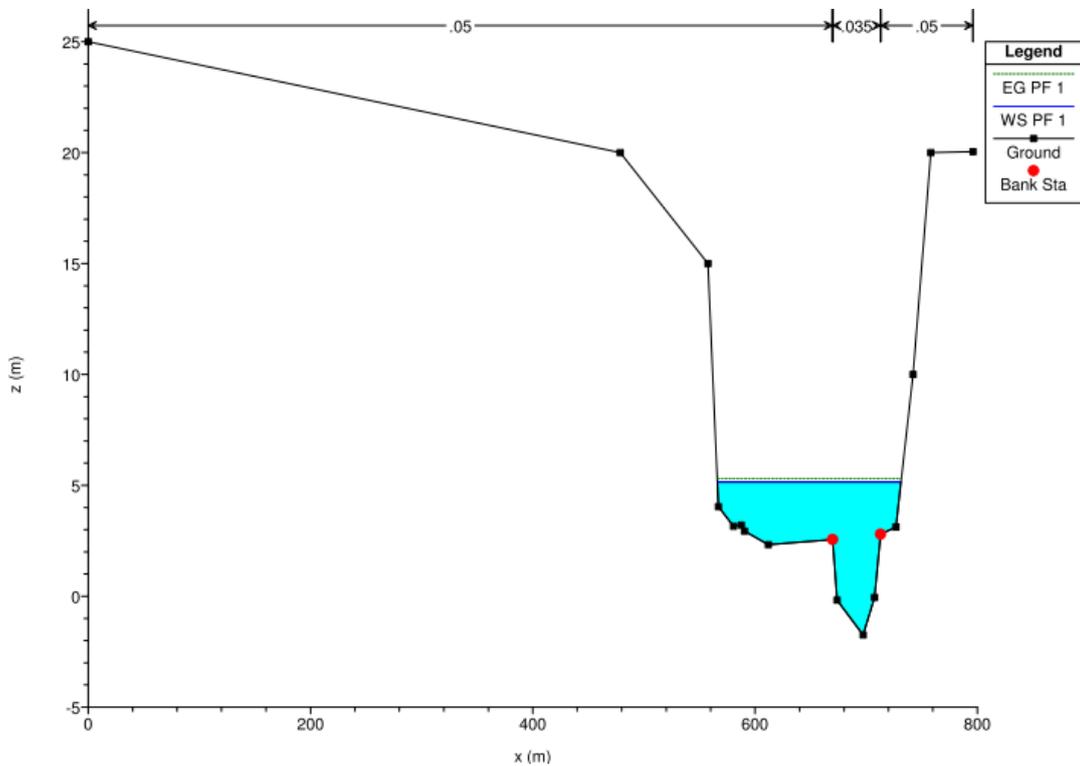


Figura A.16 – Secção 20, Ponte EN125, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

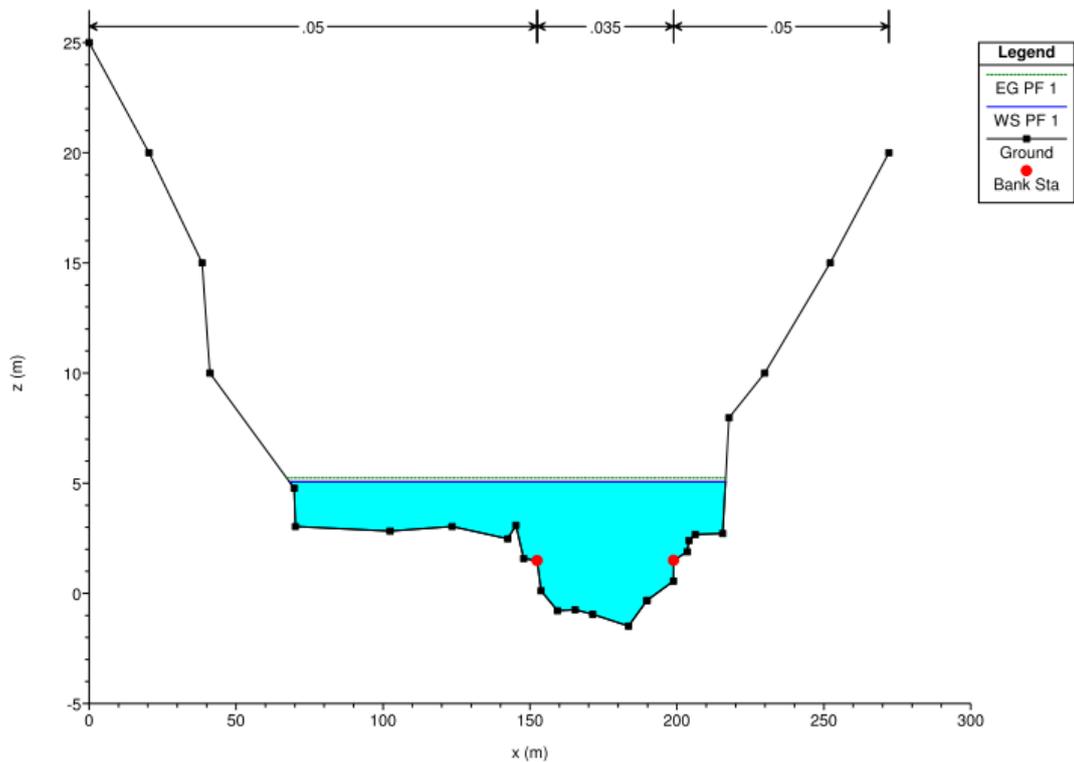


Figura A.17 – Secção transversal 19, para um período de retorno de 100 anos.

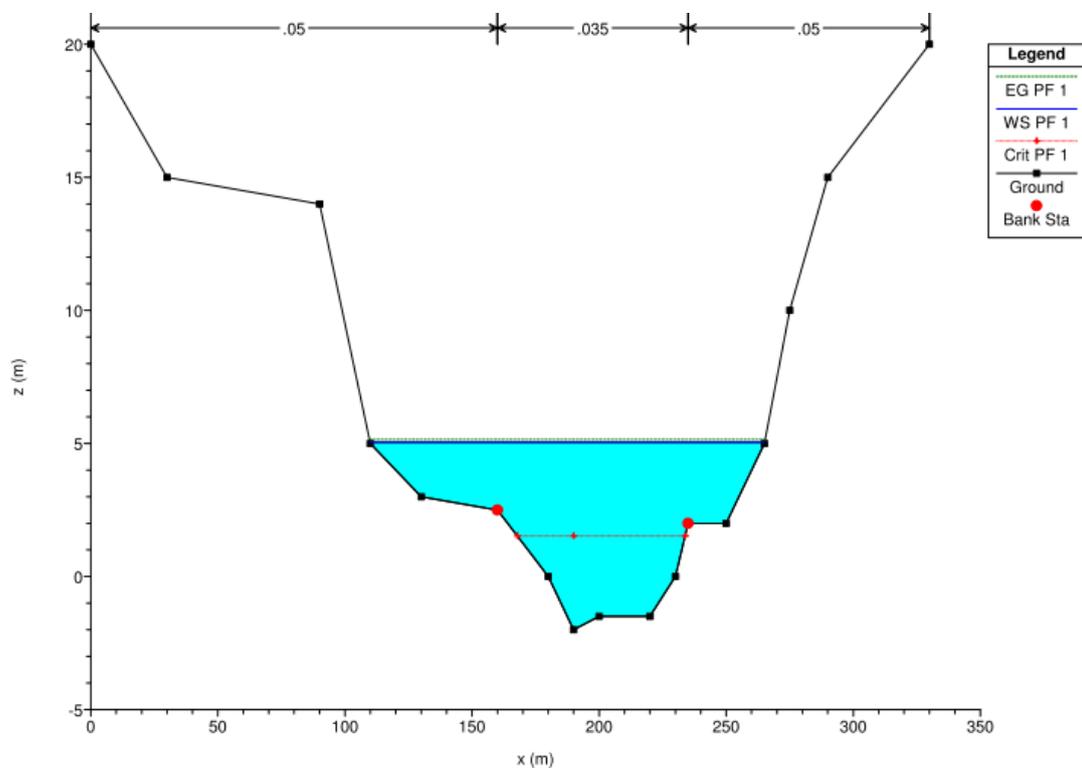


Figura A.18 – Secção 18, Ponte de Santa Maria, montante, para um período de retorno de 100 anos.

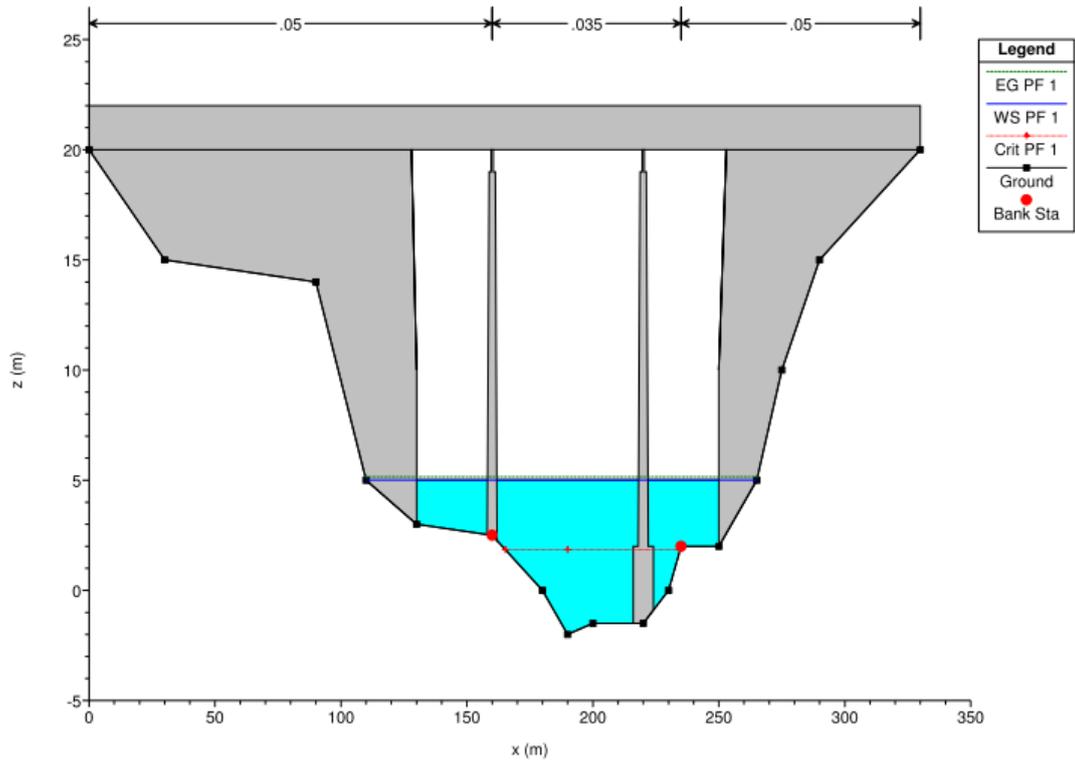


Figura A.19 – Ponte de Santa Maria, montante, para um período de retorno de 100 anos.

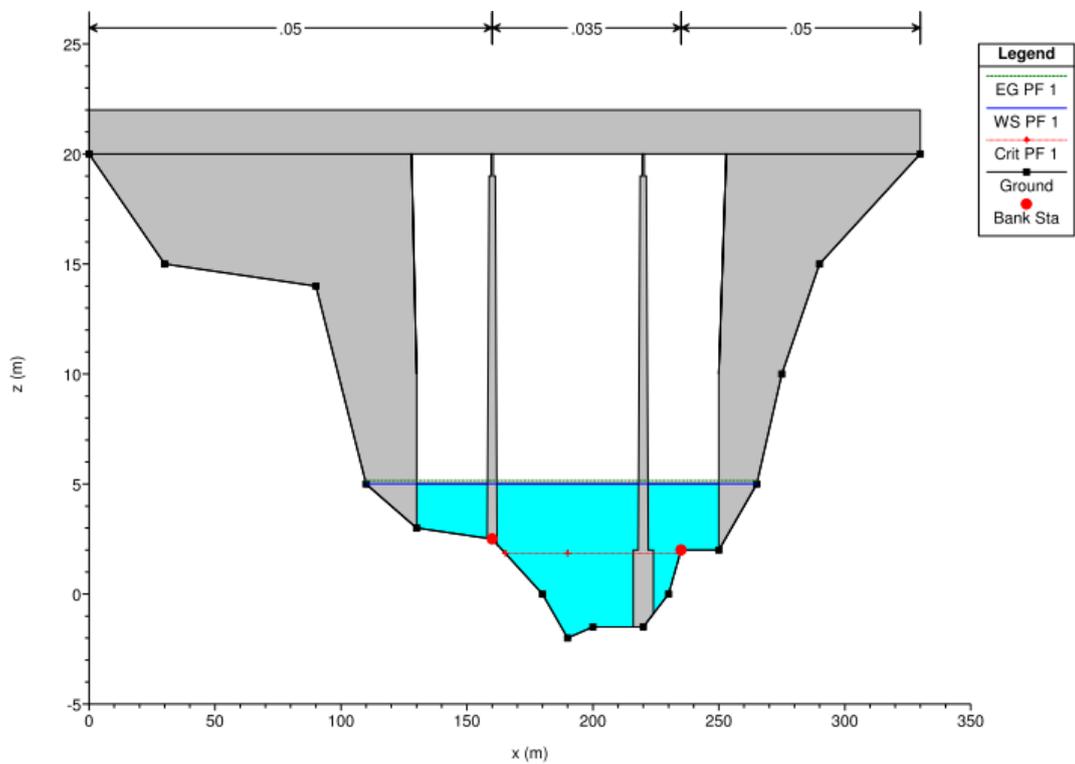


Figura A.20 – Ponte de Santa Maria, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

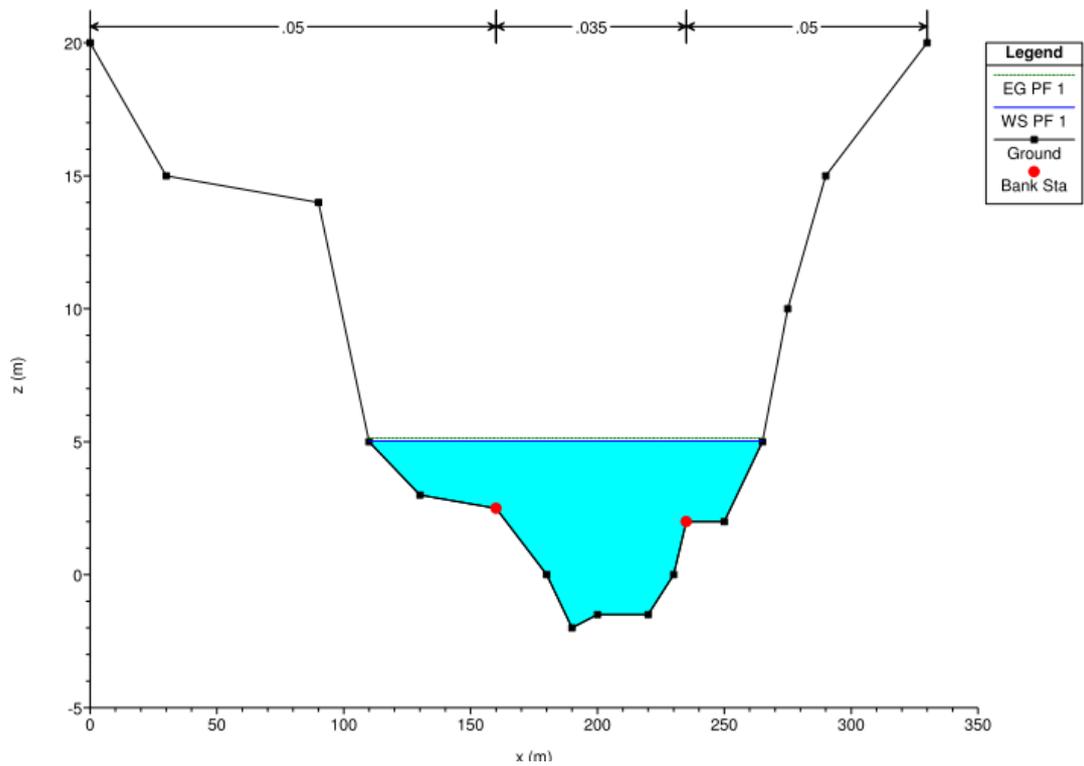


Figura A.21 – Secção 17, Ponte de Santa Maria, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

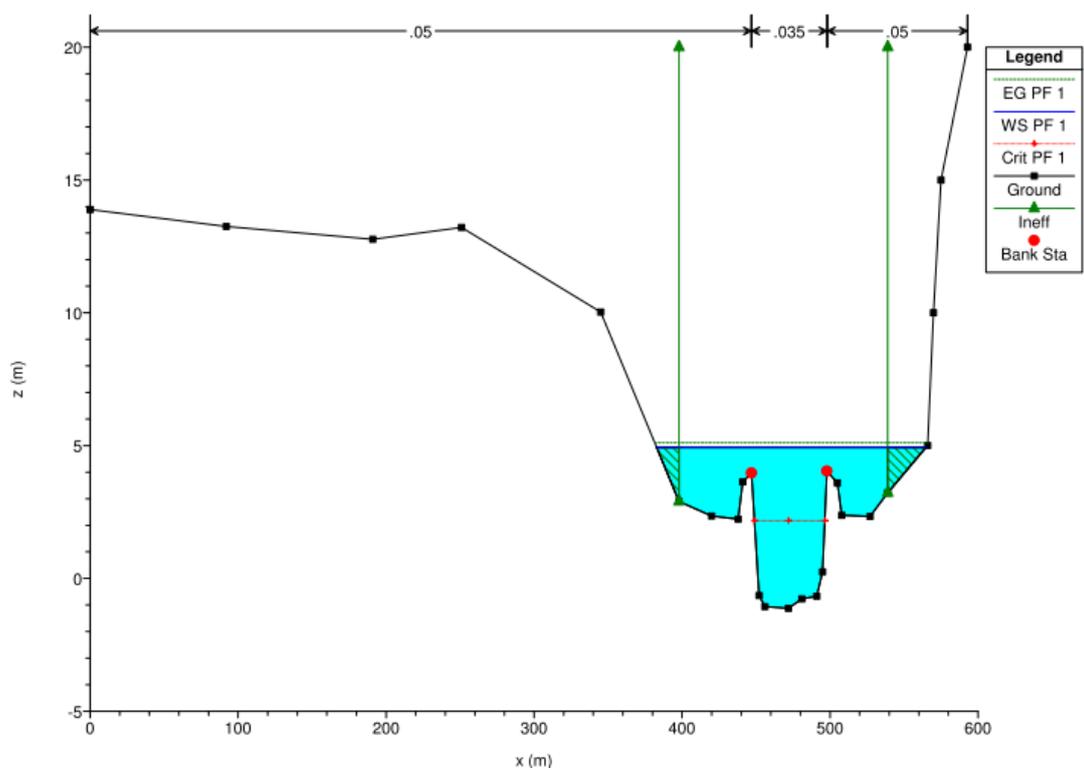


Figura A.22 – Secção 16, Ponte de São Tiago, montante, para um período de retorno de 100 anos.

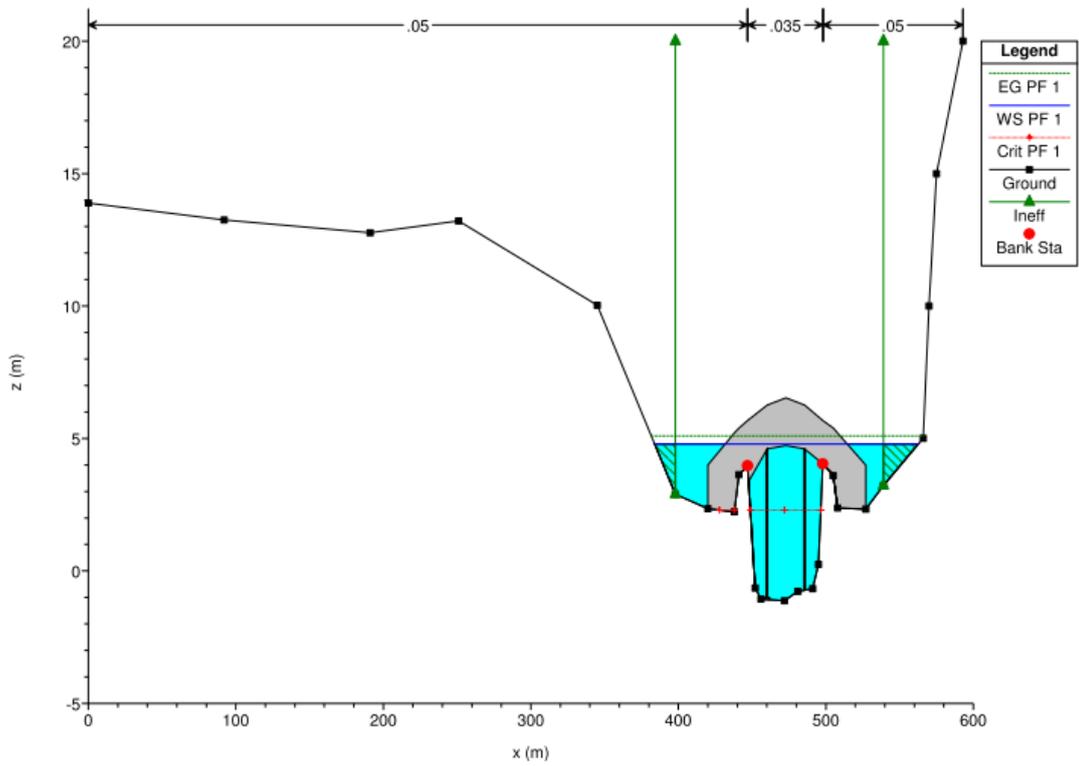


Figura A.23 – Ponte de São Tiago, montante, para um período de retorno de 100 anos.

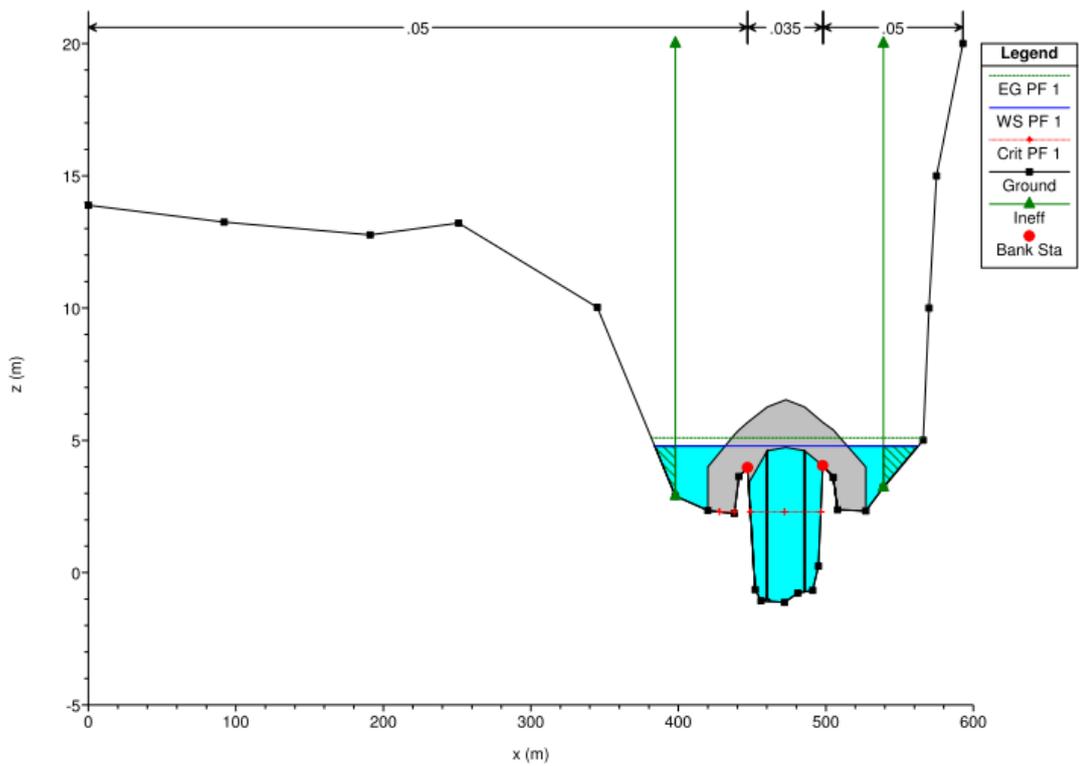


Figura A.24 – Ponte de São Tiago, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

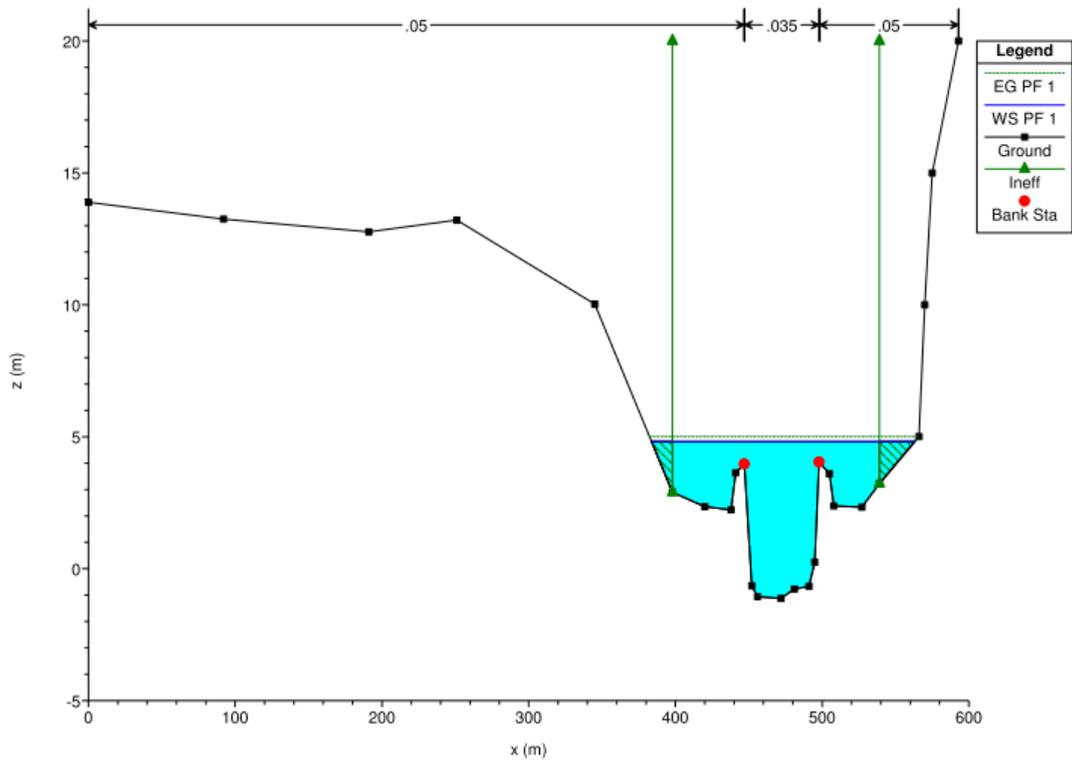


Figura A.25 – Secção 15, Ponte de São Tiago, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

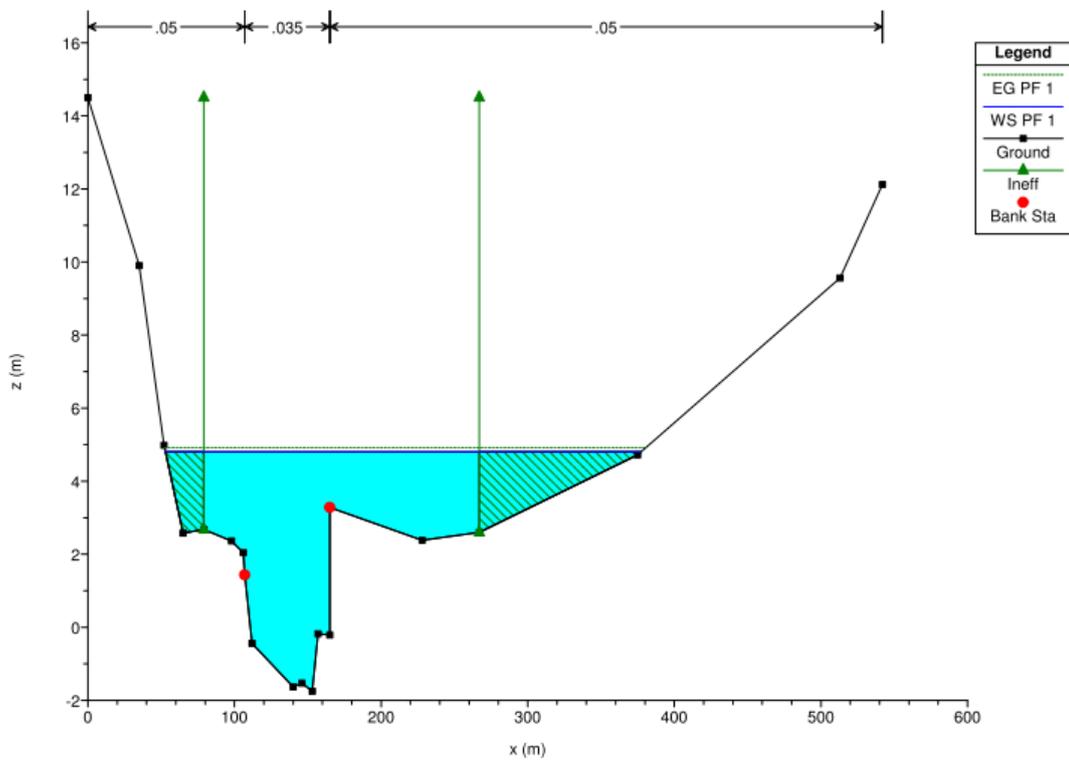


Figura A.26 – Secção transversal 14, para um período de retorno de 100 anos.

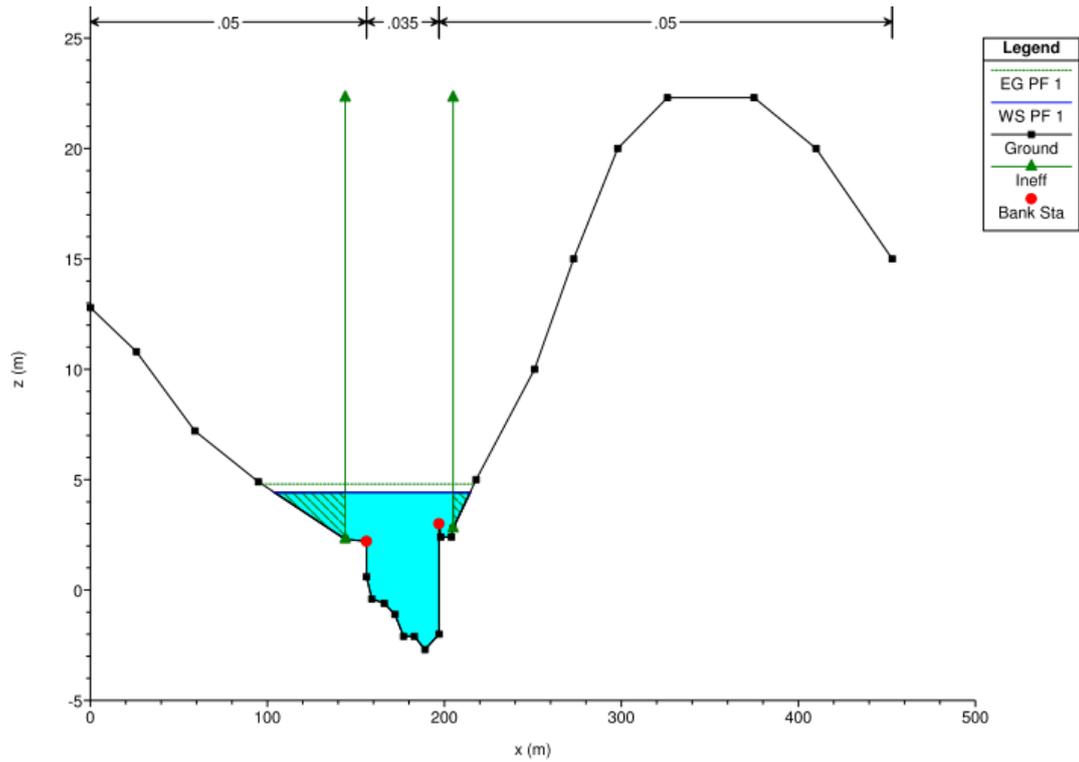


Figura A.27 – Secção transversal 13, para um período de retorno de 100 anos.

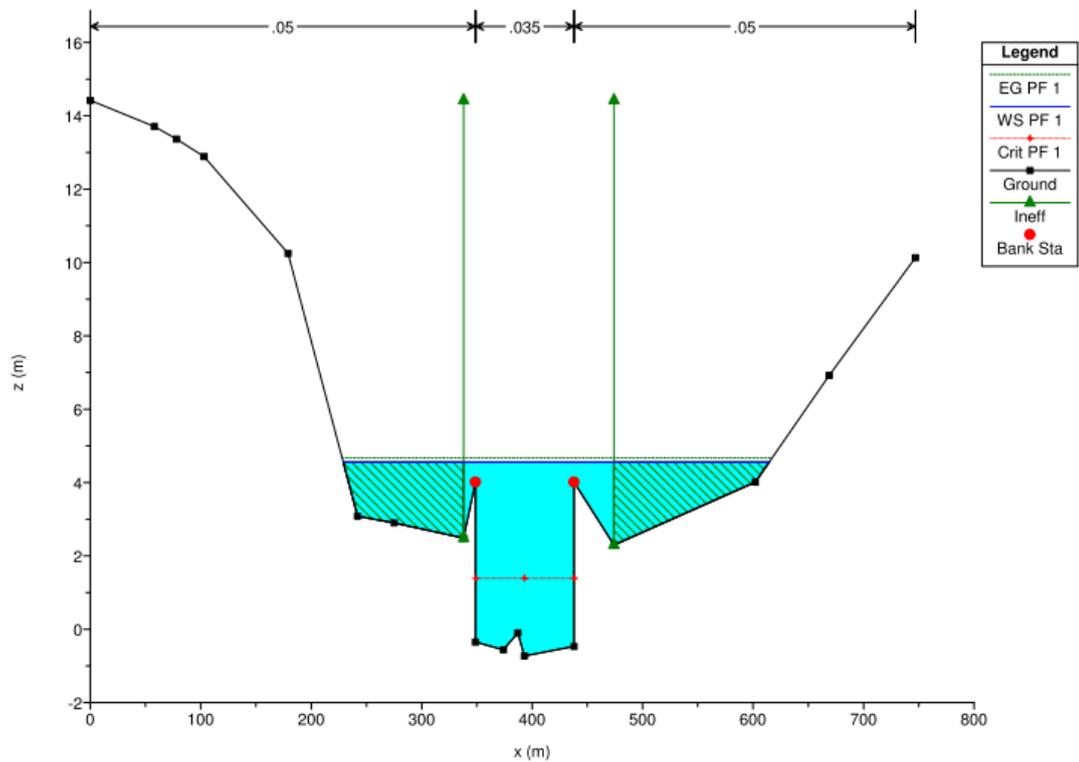


Figura A.28 – Secção 12, PR, montante, para um período de retorno de 100 anos.

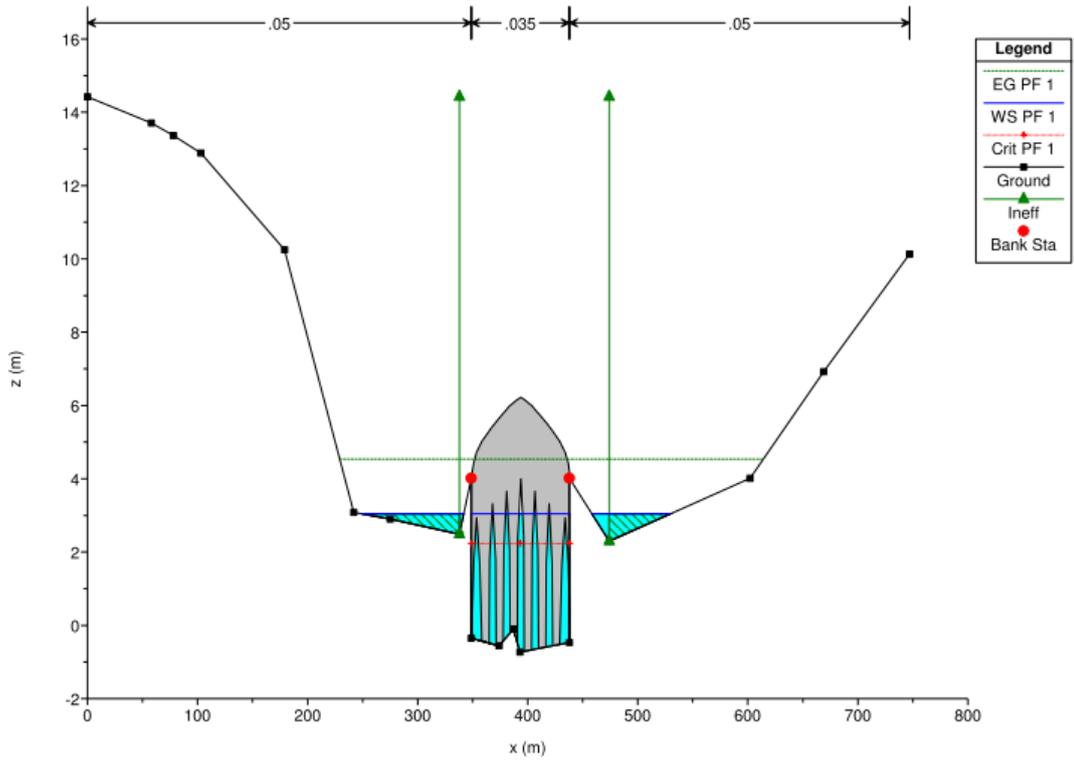


Figura A.29 – PR, montante, para um período de retorno de 100 anos.

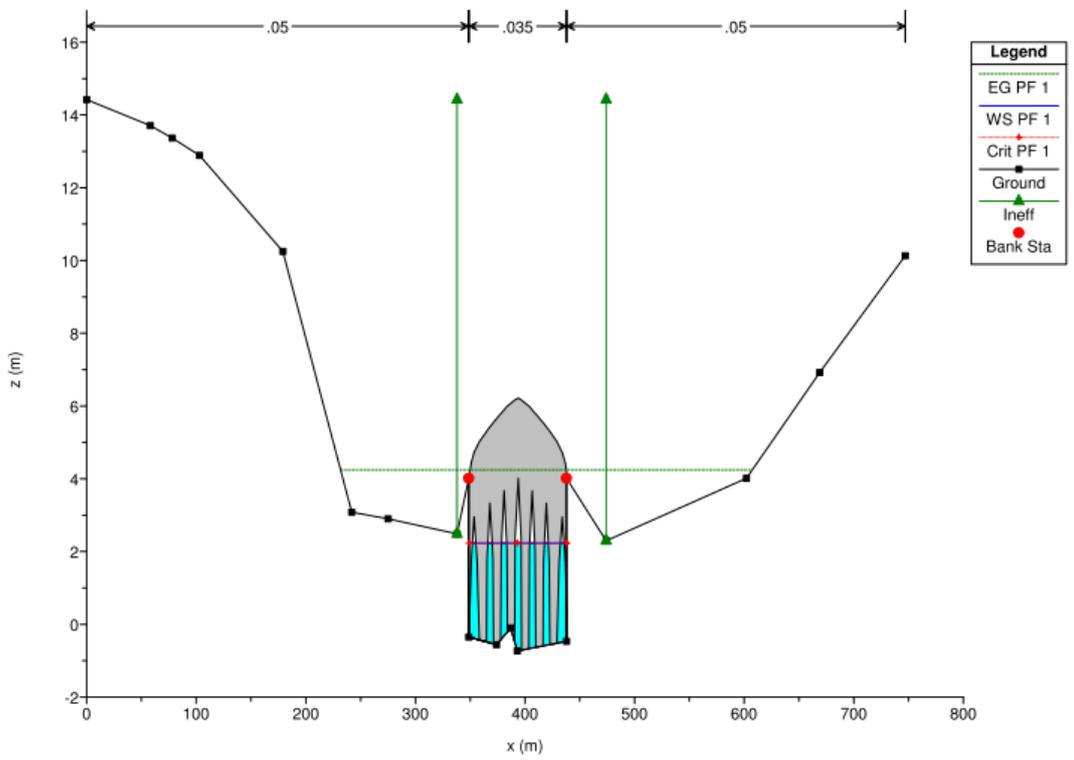


Figura A.30 – PR, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

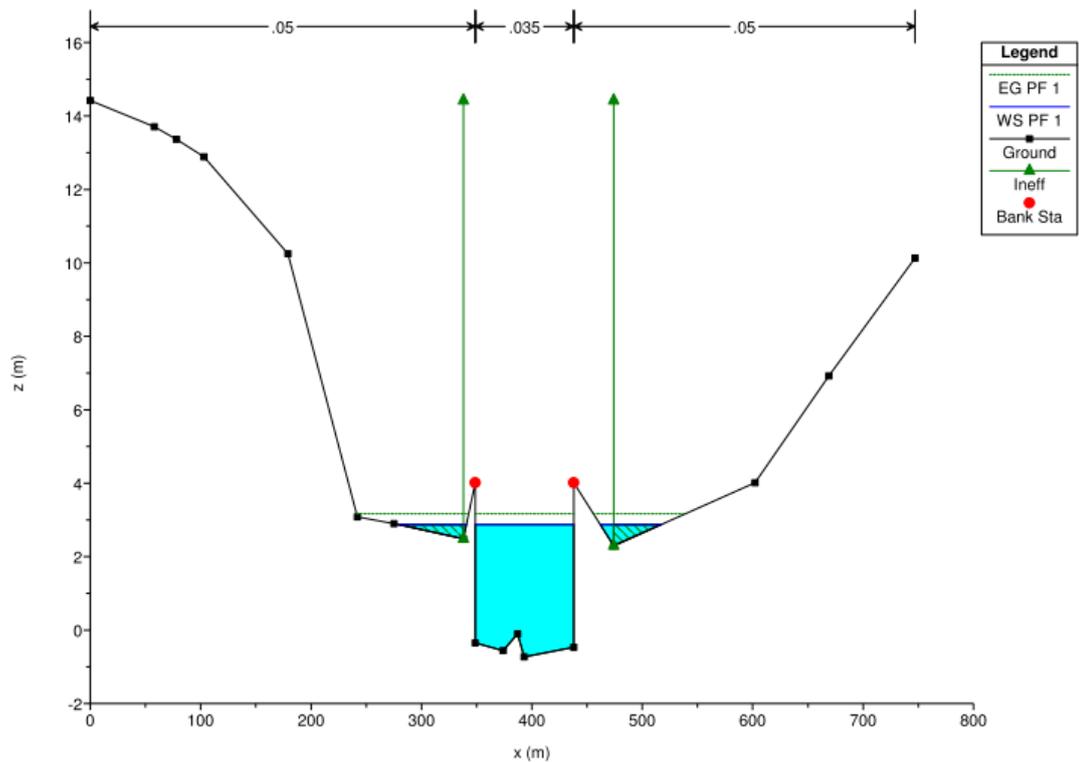


Figura A.31 – Secção 11, PR, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

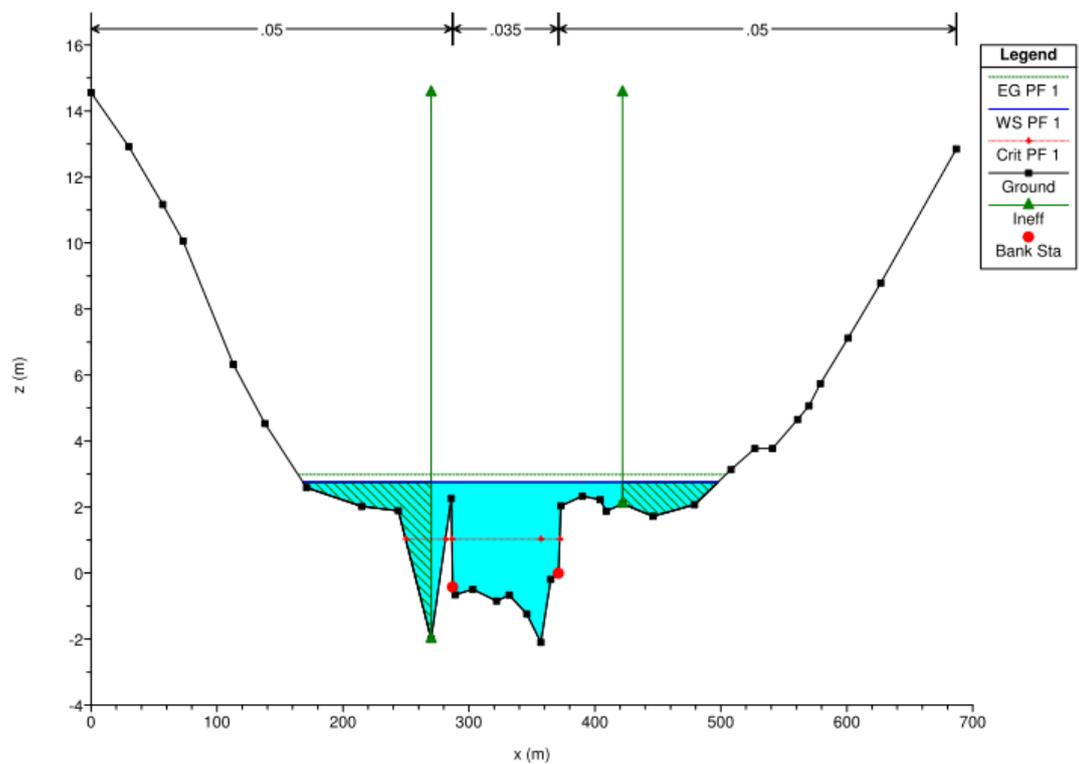


Figura A.32 – Secção 10, Ponte Militar, montante, para um período de retorno de 100 anos.

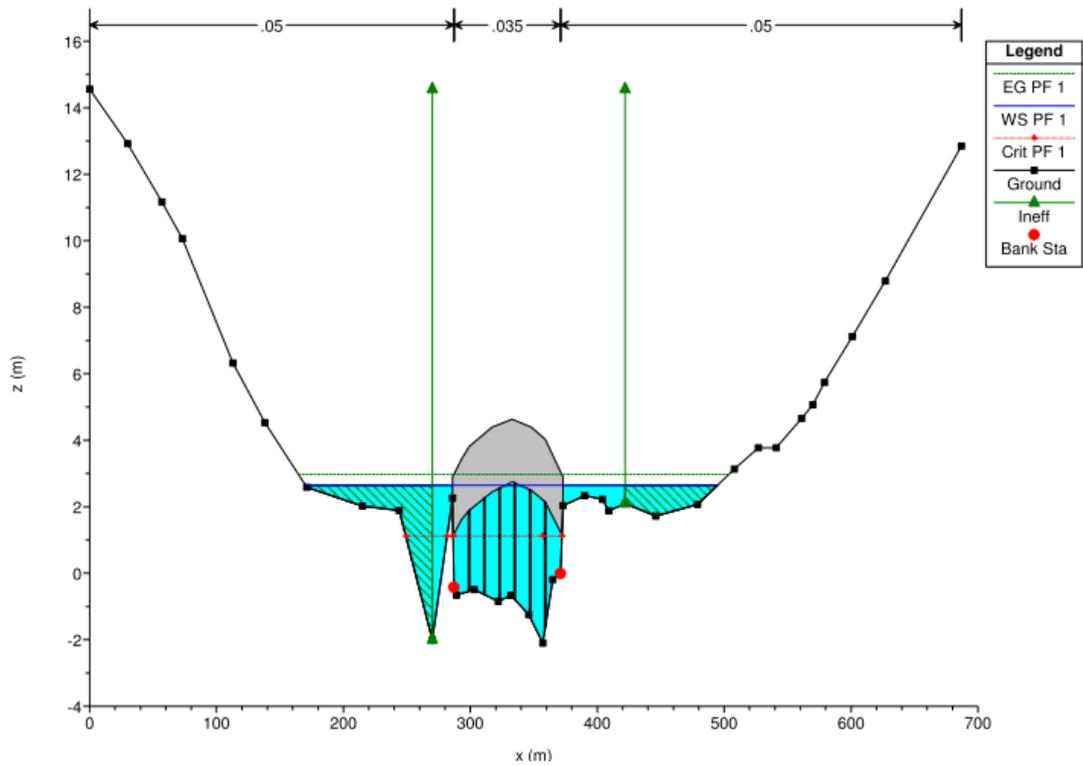


Figura A.33 – Ponte Militar, montante, para um período de retorno de 100 anos.

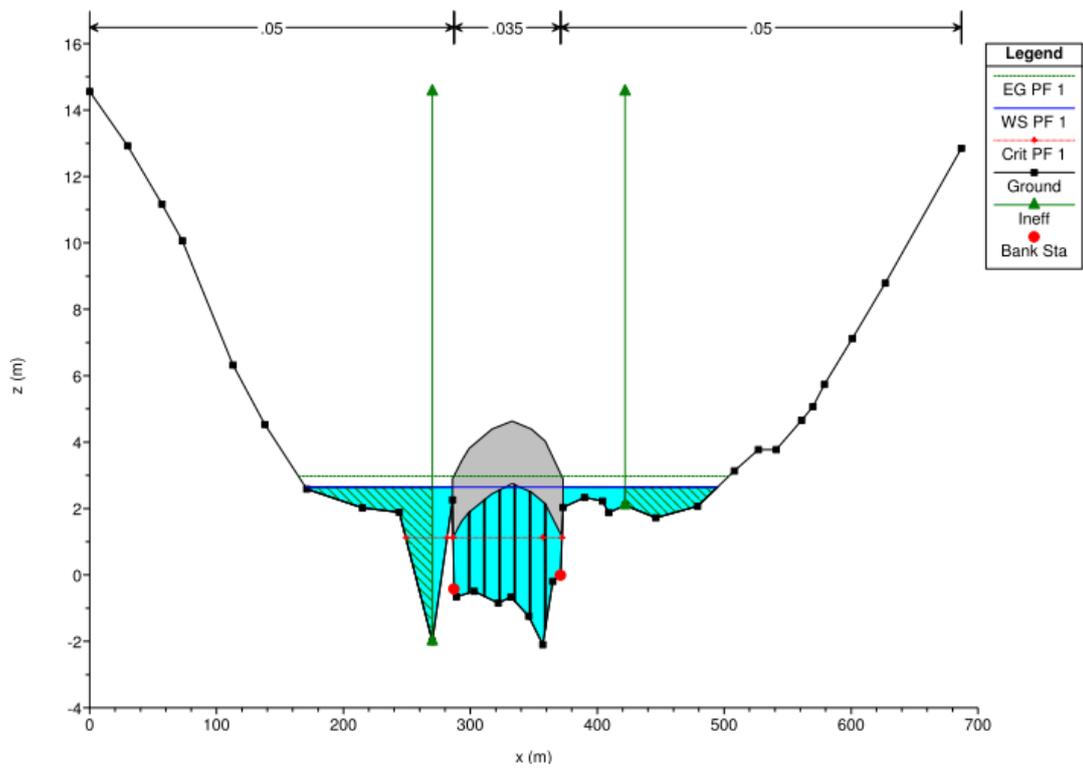


Figura A.34 – Ponte Militar, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

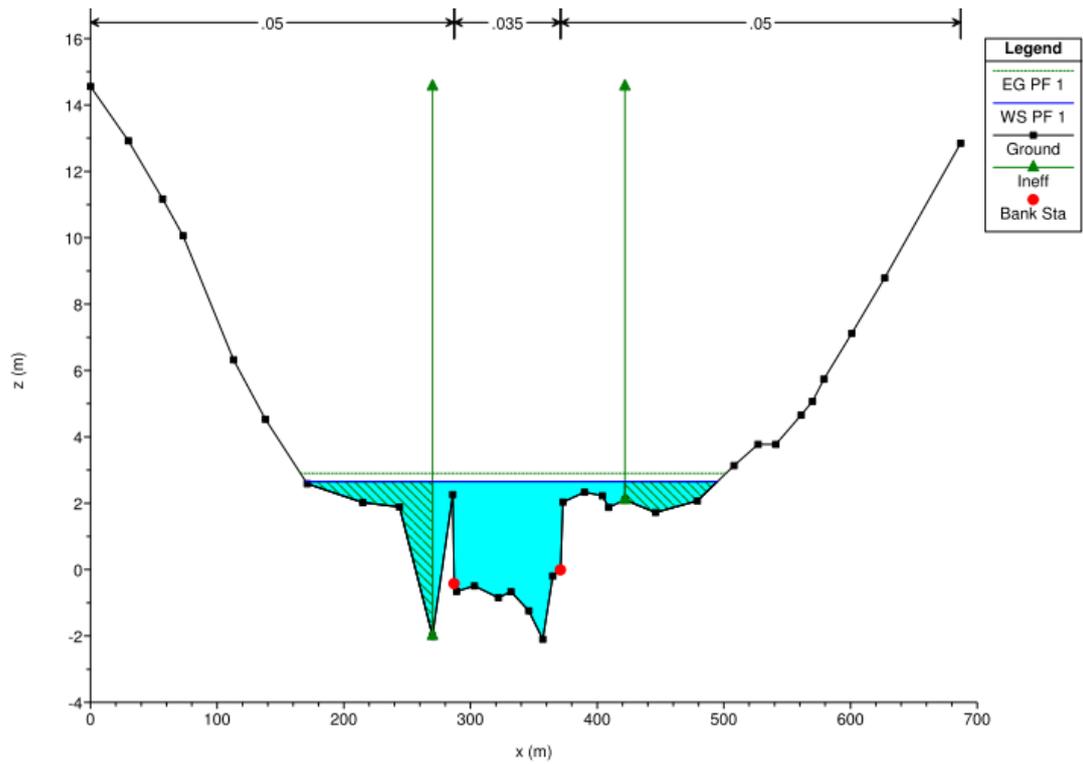


Figura A.35 – Secção 9, Ponte Militar, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

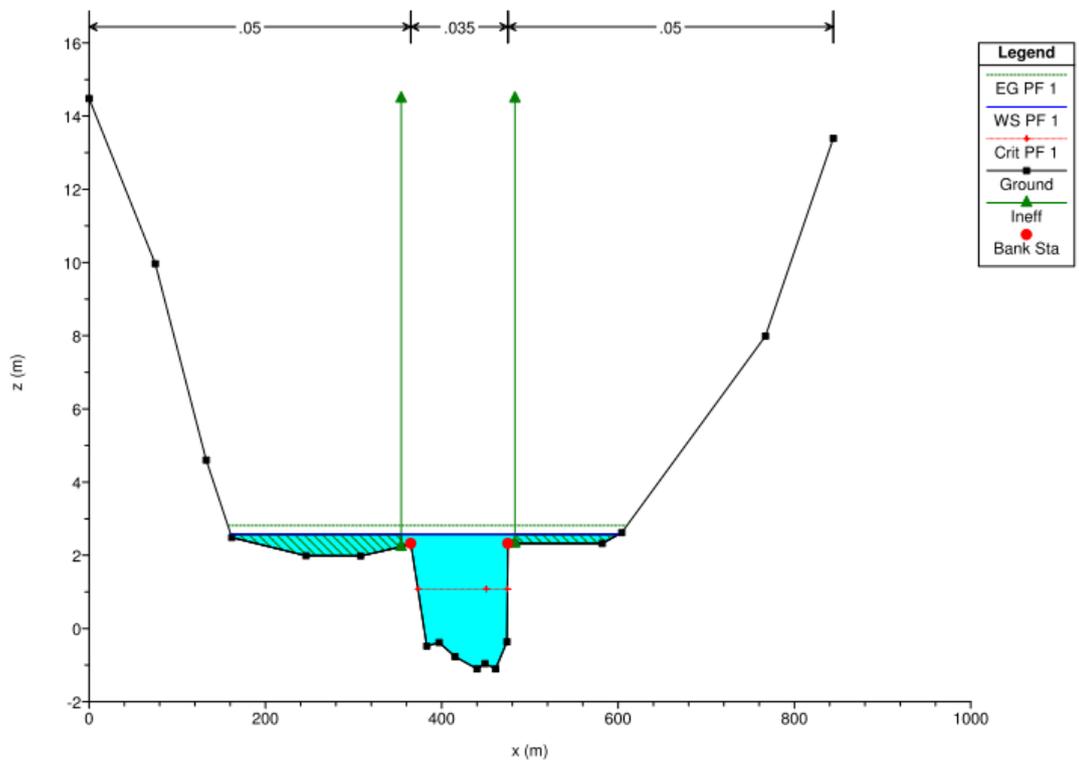


Figura A.36 – Secção 8, Açude, montante, para um período de retorno de 100 anos.

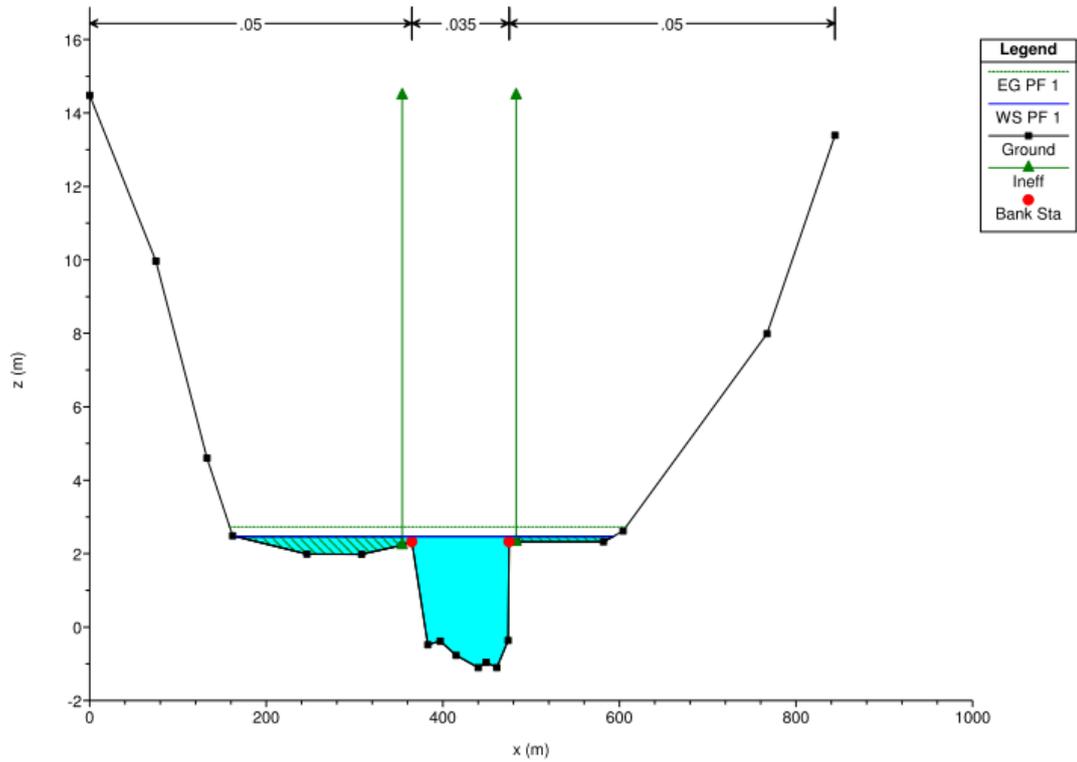


Figura A.39 – Secção 7, Açude, jusante, para um período de retorno de 100 anos.

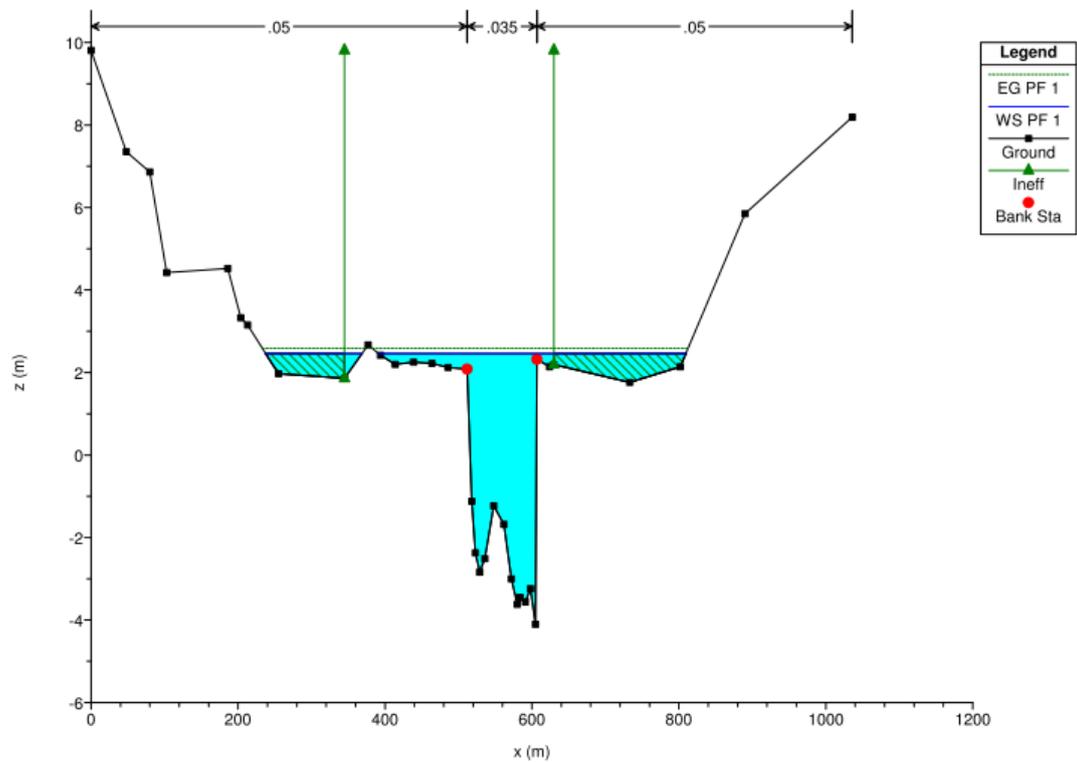


Figura A.40 – Secção transversal 6, para um período de retorno de 100 anos.

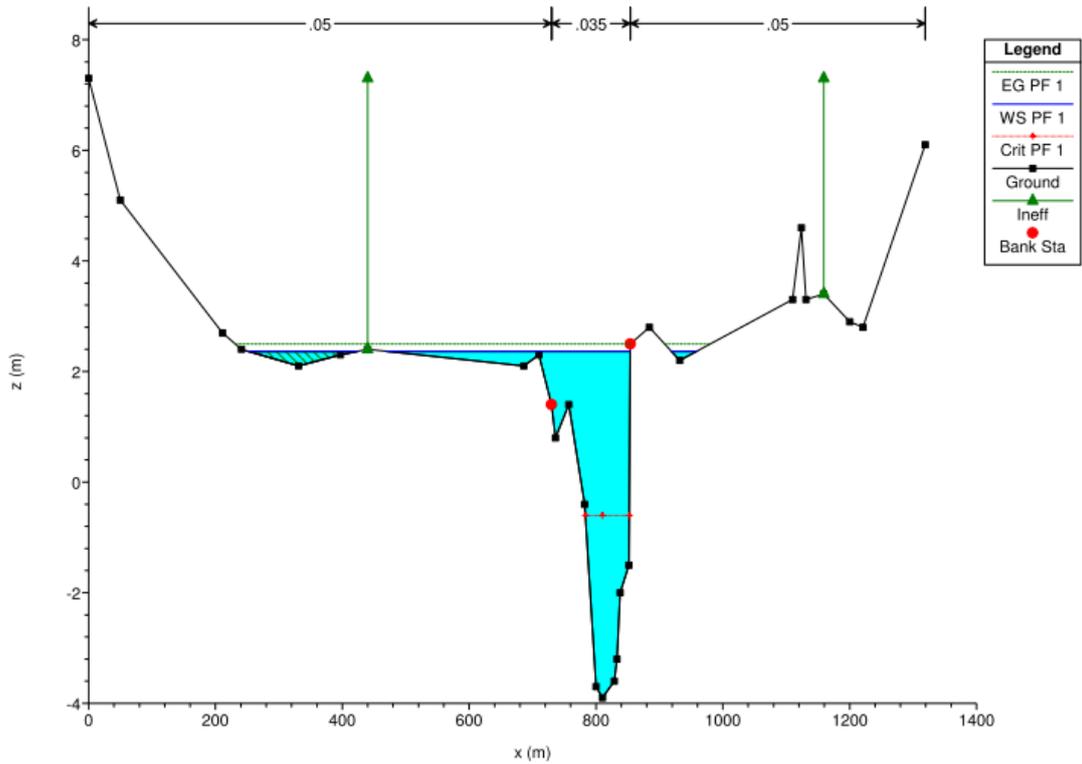


Figura A.41 – Secção 5, Ponte dos Descobrimetos, montante, para um período de retorno de 100 anos.

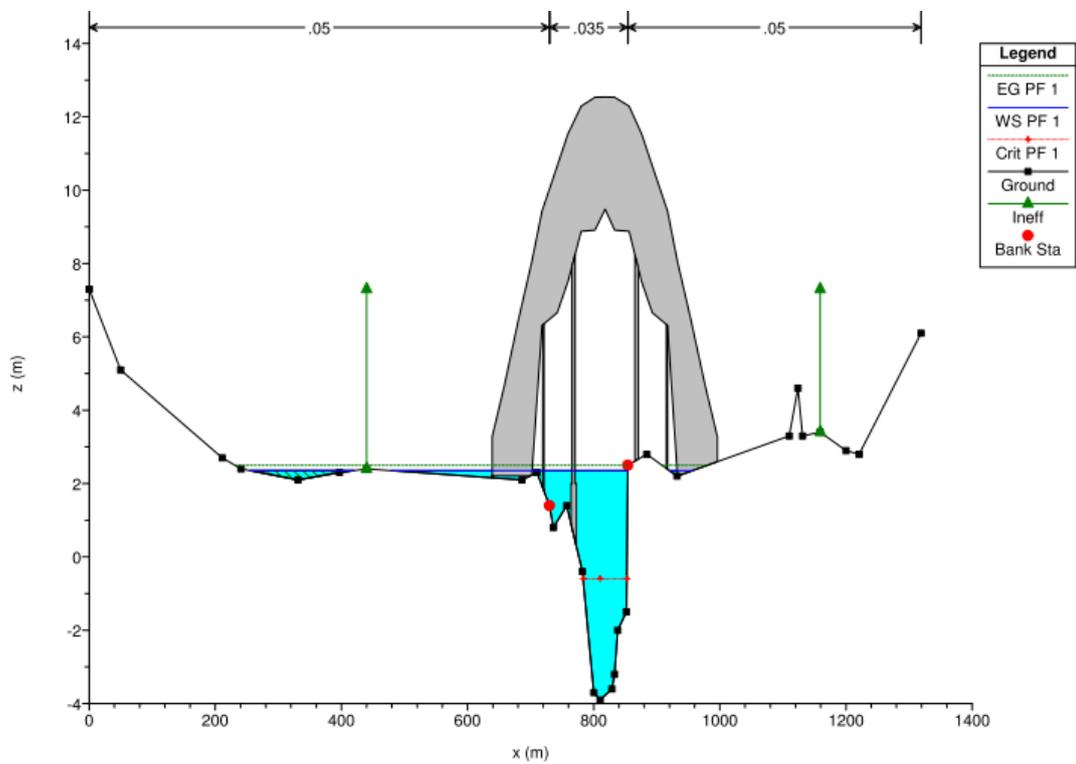


Figura A.42 – Ponte dos Descobrimetos, montante, para um período de retorno de 100 anos.

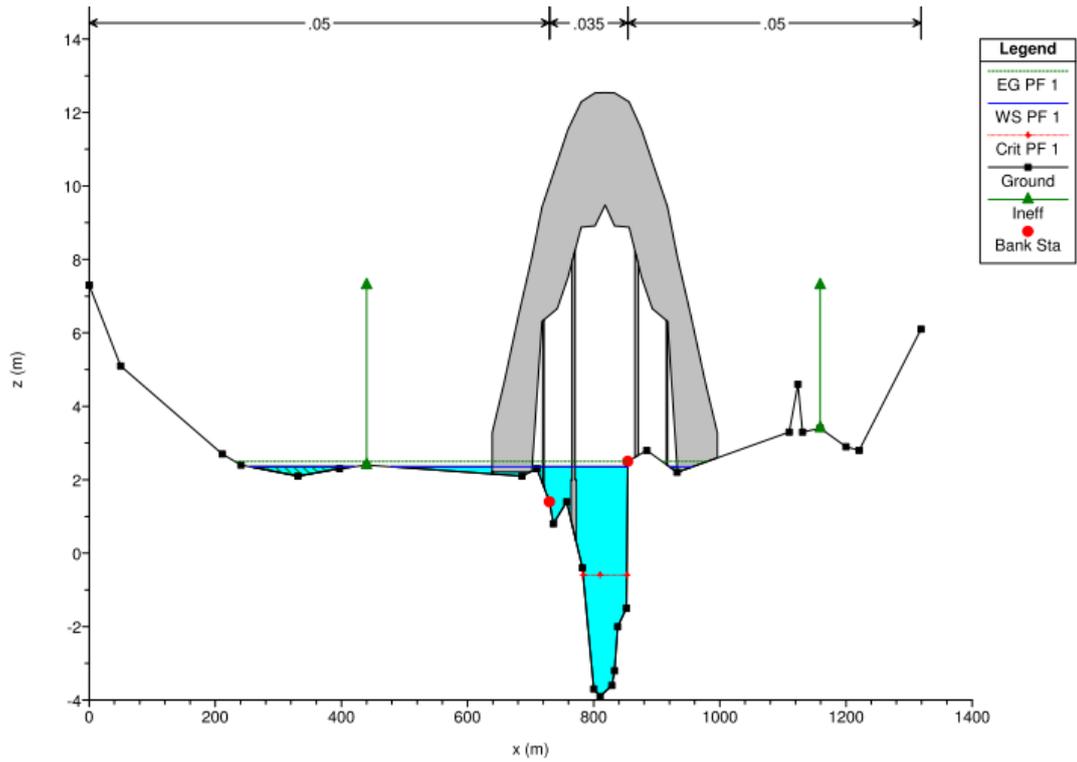


Figura A.43 – Ponte dos Descobrimentos, jussante, para um período de retorno de 100 anos.

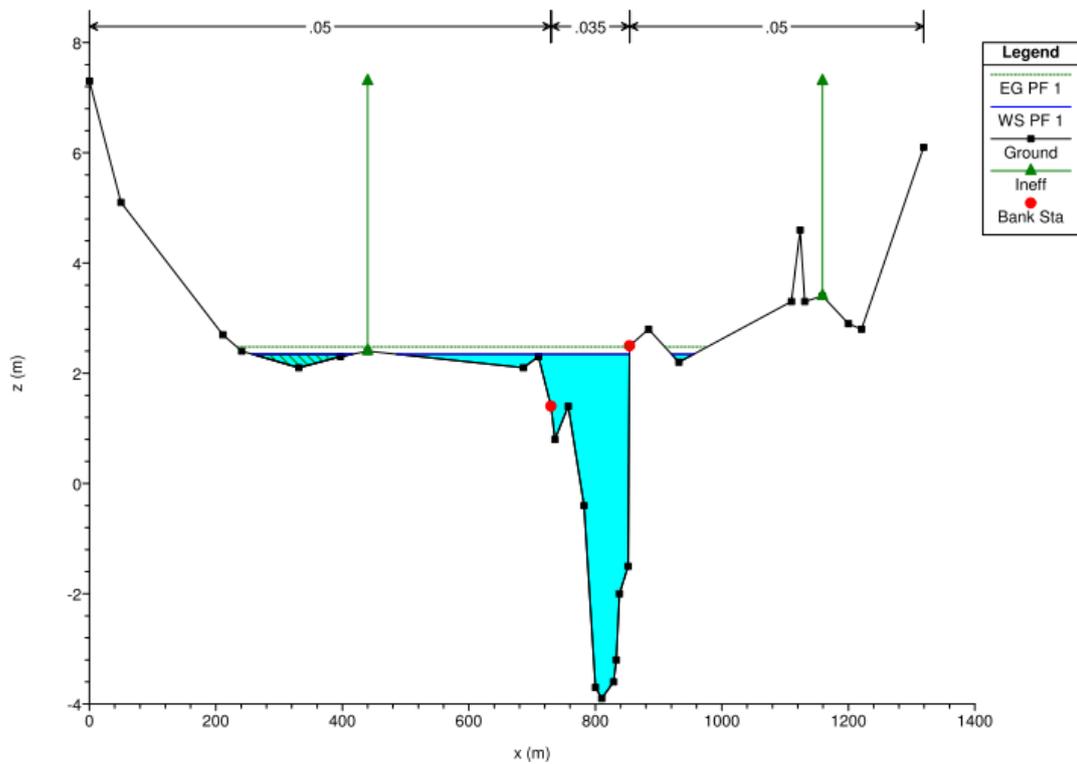


Figura A.44 – Seção 4, Ponte dos Descobrimentos, montante, para um período de retorno de 100 anos.

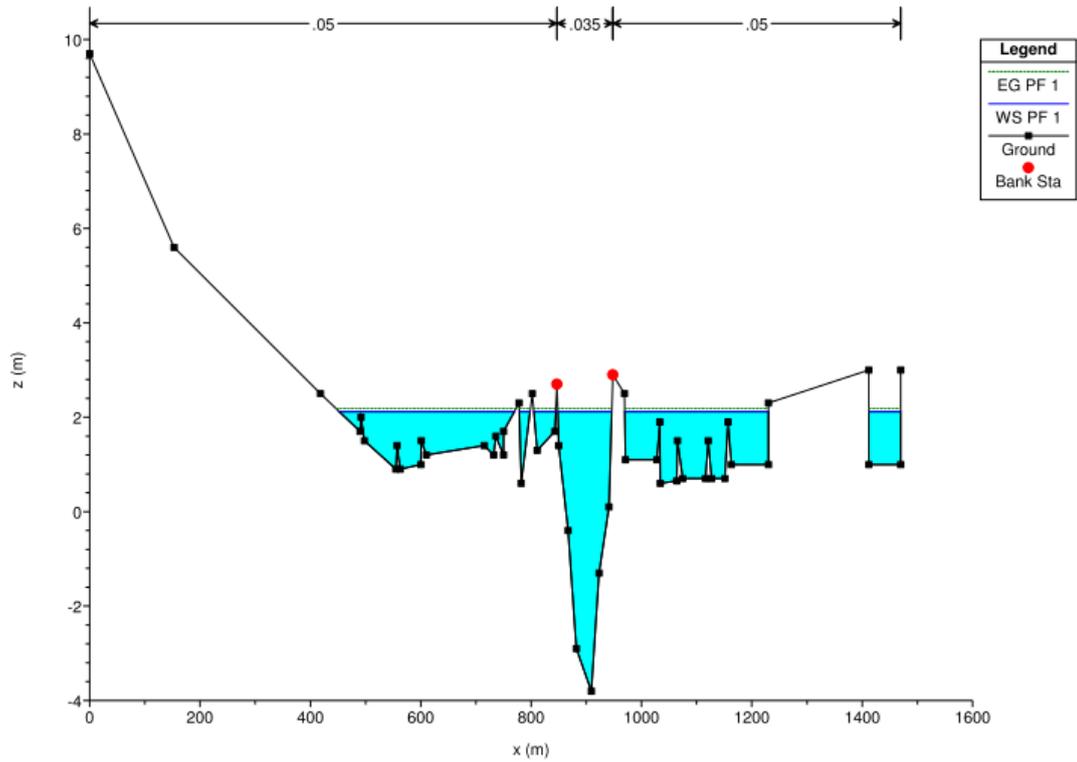


Figura A.45 – Secção transversal 3, para um período de retorno de 100 anos.

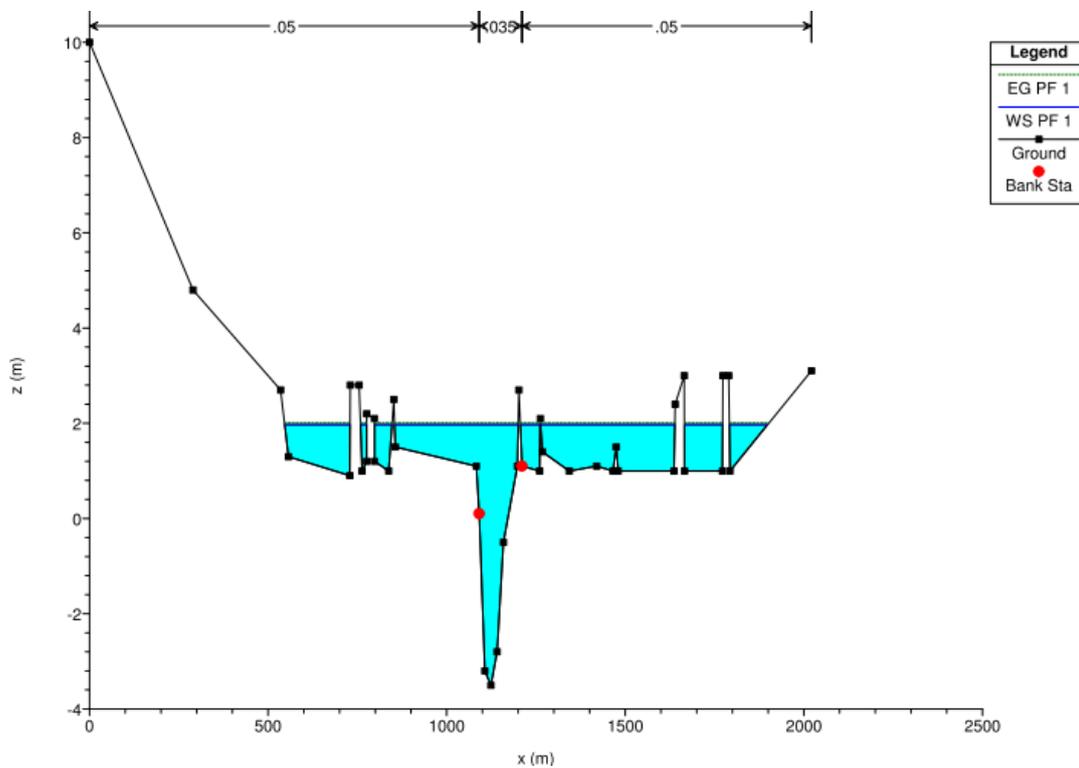


Figura A.46 – Secção transversal 2, para um período de retorno de 100 anos.

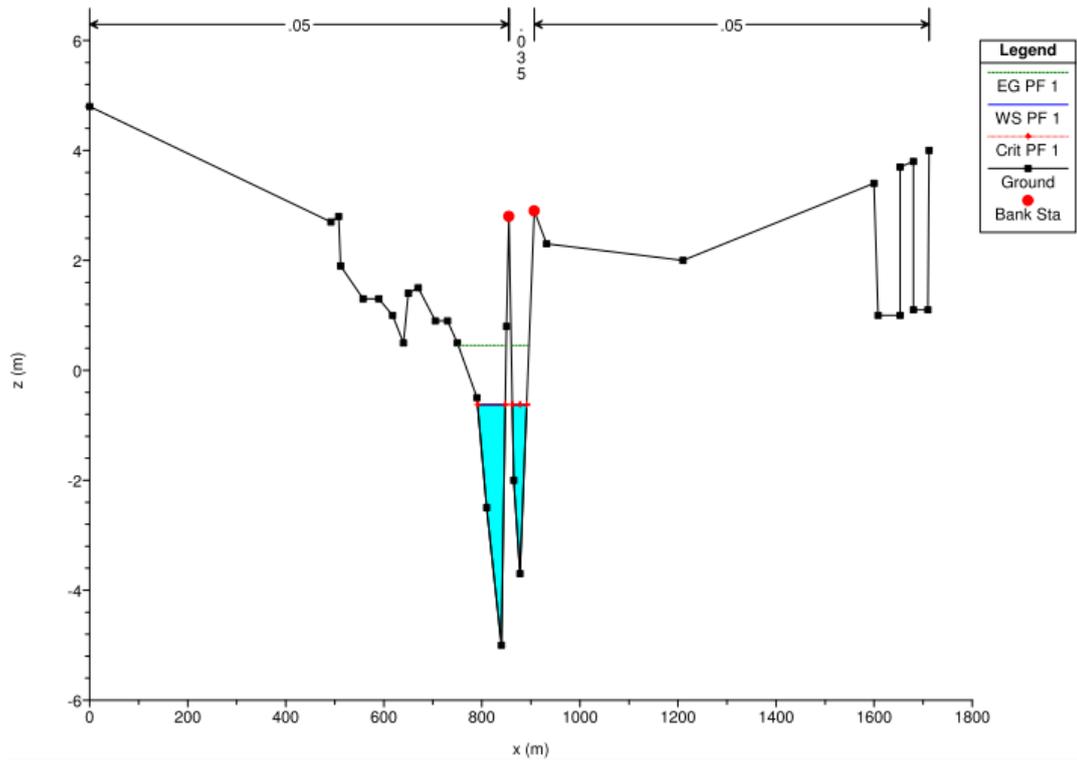


Figura A.47 – Secção transversal 1 (secção de controlo), para um período de retorno de 100 anos.

A.6 – Barragens

Este anexo apresenta as curvas cota-volume-descarga de cada barragem e a respectiva localização, pormenorizada, representando a albufeira à cota de máxima cheia. Nas tabelas seguintes a coluna “H” corresponde à altura de água acima da soleira do descarregador, a coluna “L” representa a largura do descarregador a determinada cota e a coluna “ Q_t ” representa o caudal que passa no descarregador para cada cota considerada. Sendo as últimas duas colunas, de cada tabela, as que forma introduzidas no programa HEC-HMS.

Refere-se ainda que o primeiro valor da coluna “Cota” corresponde à cota do canal de escoamento, no local de implantação da respectiva barragem.

Descarregadores

Neste tópico é apresentado um esquema tipo dos descarregadores considerados no dimensionamento hidráulico das várias barragens (Figura A.48).

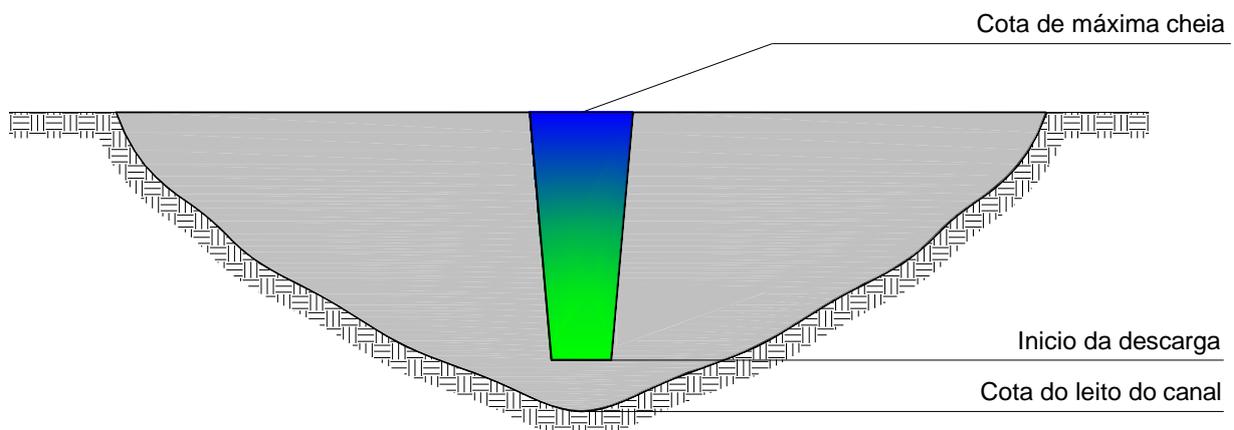


Figura A.48 – Alçado principal tipo dos descarregadores usados nas várias barragens.

No esquema anterior observa-se uma variação da largura do descarregador em função da altura. Essa variação foi introduzida de forma a poder otimizar o armazenamento das respectivas barragens. Porém refere-se que esta variação é muito reduzida variando entre os 5,0 (Barragem AS.B3) e os 0,0% (Barragem SG.B2), conforme a situação.

AP.B1

Tabela A.5 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B1.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L (m)	V _{acum} ,(1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
17,00	585,86	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
18,00	5047,23	2523,62	2523,62	0,00	0,95	2,52	0,00
19,00	10068,32	6295,97	8819,59	1,00	1,00	8,82	3,13
20,00	81500,90	43898,44	52718,03	2,00	1,05	52,72	9,30
21,00	176614,57	110256,50	162974,53	3,00	1,10	162,97	17,90
22,00	207321,83	158789,16	321763,69	4,00	1,15	321,76	28,81
23,00	233318,41	144360,07	362736,32	5,00	1,20	362,74	42,01
24,00	255965,38	200162,72	562899,04	6,00	1,25	562,90	57,53
25,00	276356,11	238259,42	801158,46	7,00	1,30	801,16	75,40
26,00	296349,02	267304,22	1068462,68	8,00	1,35	1068,46	95,66
27,00	315972,20	291638,21	1360100,89	9,00	1,40	1360,10	118,37
28,00	334916,92	313277,56	1673378,45	10,00	1,45	1673,38	143,59
29,00	354645,17	333961,37	2007339,82	11,00	1,50	2007,34	171,37
30,00	400627,40	367294,38	2374634,21	12,00	1,55	2374,63	201,77
31,00	465222,30	416258,34	2790892,55	13,00	1,60	2790,89	234,85
32,00	500825,75	458542,05	3249434,60	14,00	1,65	3249,43	270,67

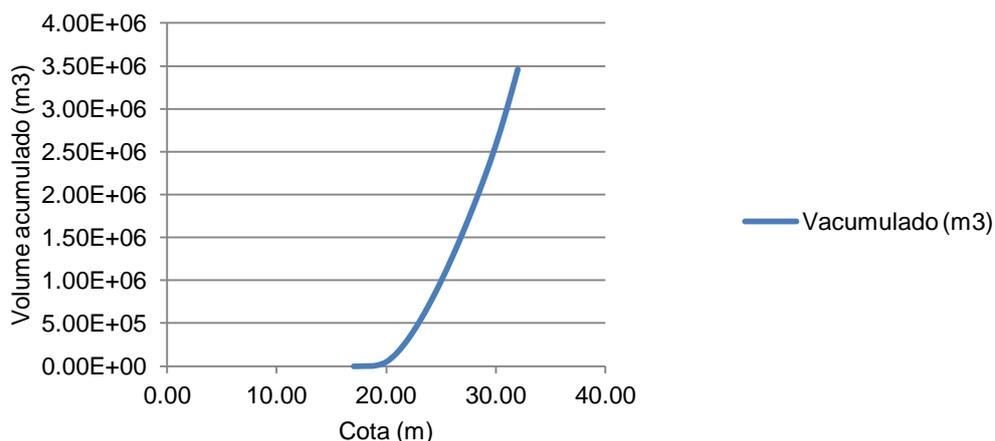


Figura A.49 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B1.

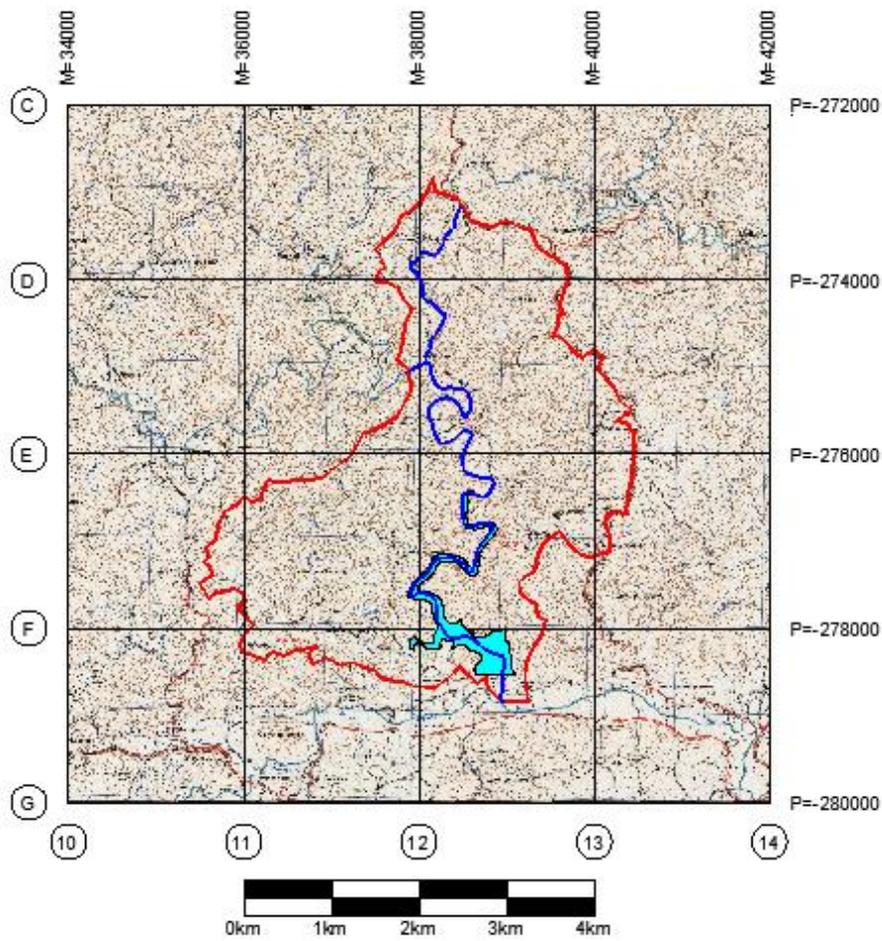


Figura A.50 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B1.

AP.B2

Tabela A.6 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B2.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L (m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
39,00	0,40	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
40,00	17,66	8,83	8,83	0,00	1,00	0,01	0,00
41,00	58,77	33,80	42,63	1,00	1,05	0,04	3,29
42,00	123,63	78,71	121,34	2,00	1,10	0,12	9,74
43,00	197,11	137,91	259,25	3,00	1,15	0,26	18,71
44,00	260,13	199,02	458,27	4,00	1,20	0,46	30,06
45,00	414,62	306,82	765,09	5,00	1,25	0,77	43,76
46,00	630,10	468,46	1233,55	6,00	1,30	1,23	59,83
47,00	2481,91	1475,18	2708,73	7,00	1,35	2,71	78,30
48,00	4946,21	3210,70	5919,43	8,00	1,40	5,92	99,20
49,00	5799,57	4505,13	10424,56	9,00	1,45	10,42	122,60
50,00	6604,02	5554,58	15979,14	10,00	1,50	15,98	148,54
51,00	7393,24	6473,91	22453,05	11,00	1,55	22,45	177,08
52,00	8140,60	7307,26	29760,31	12,00	1,60	29,76	208,28
53,00	8863,13	8085,19	37845,50	13,00	1,65	37,85	242,19
54,00	9677,41	8881,30	46726,80	14,00	1,70	46,73	278,87

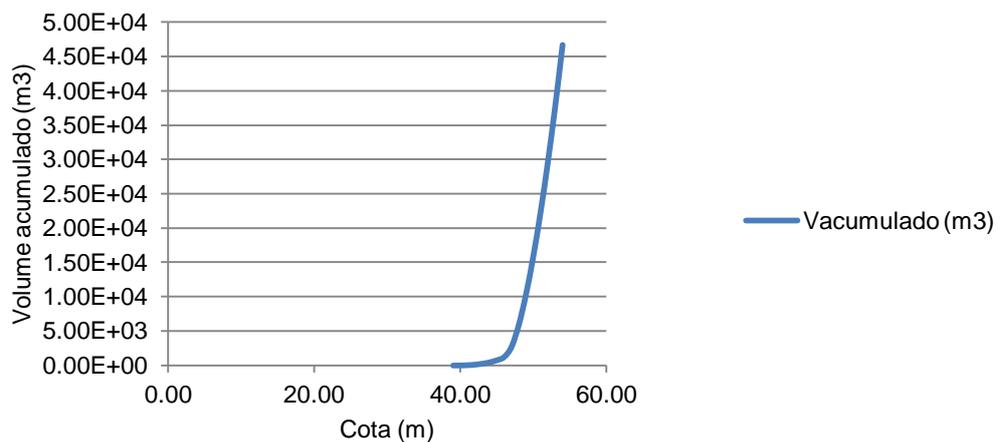


Figura A.51 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B2.

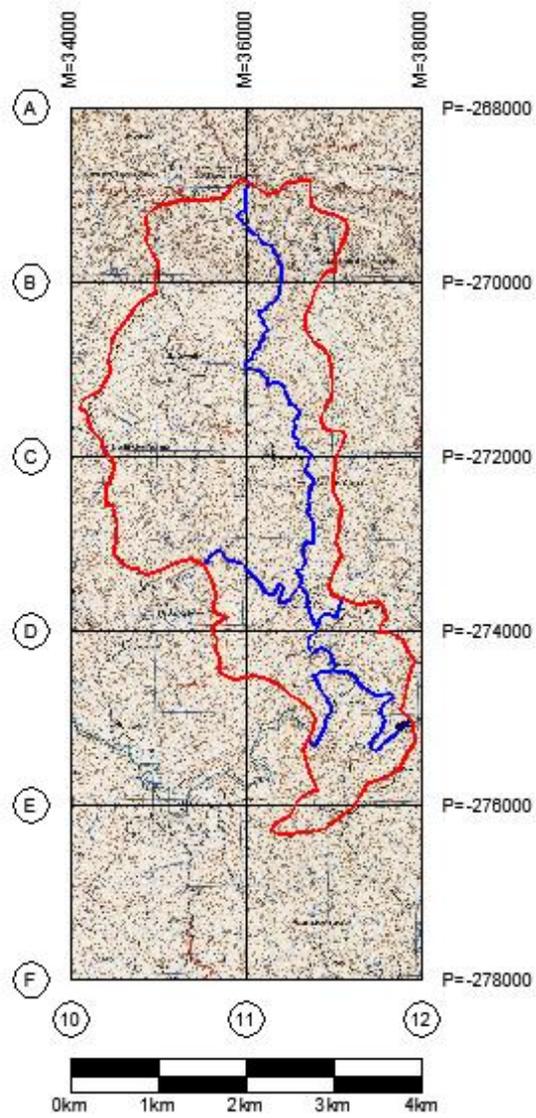


Figura A.52 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B2.

AP.B3

Tabela A.7 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B3.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L (m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
72,00	88,74	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
73,00	256,06	128,03	128,03	0,00	0,60	0,13	0,00
74,00	497,39	312,71	440,74	1,00	0,62	0,44	1,94
75,00	761,95	537,33	978,07	2,00	0,64	0,98	5,67
76,00	15722,14	8129,74	9107,81	3,00	0,66	9,11	10,74
77,00	41136,28	24633,01	33740,82	4,00	0,68	33,74	17,04
78,00	50481,14	37557,07	71297,89	5,00	0,70	71,30	24,51
79,00	58362,91	47959,99	119257,88	6,00	0,72	119,26	33,14
80,00	65426,96	56693,48	175951,36	7,00	0,74	175,95	42,92
81,00	71959,36	64326,42	240277,77	8,00	0,76	240,28	53,85
82,00	78088,37	71207,39	311485,17	9,00	0,78	311,49	65,95
83,00	84067,22	77637,31	389122,47	10,00	0,80	389,12	79,22
84,00	90574,48	84105,89	473228,37	11,00	0,82	473,23	93,68
85,00	97250,19	90678,04	563906,41	12,00	0,84	563,91	109,35
86,00	148936,90	119807,47	683713,88	13,00	0,86	683,71	126,23
87,00	213224,68	166516,08	850229,95	14,00	0,88	850,23	144,36

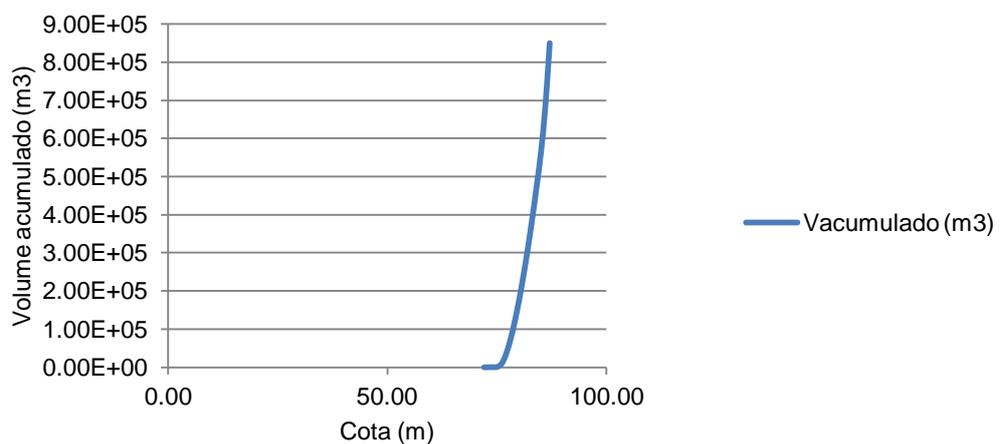


Figura A.53 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B3.

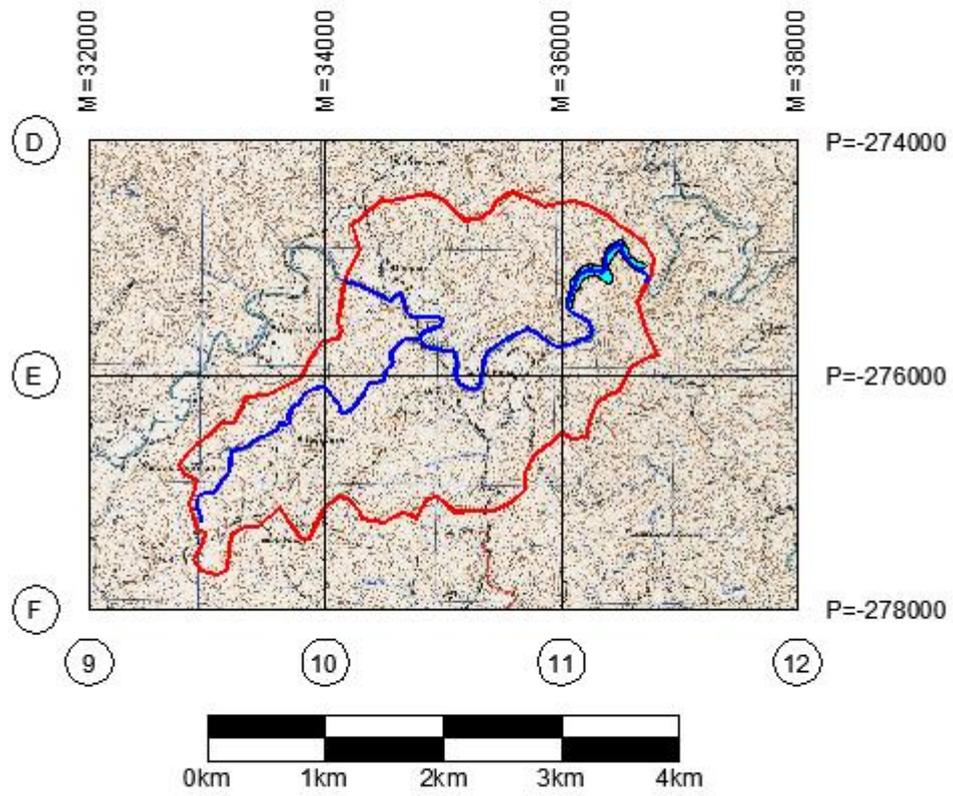


Figura A.54 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B3.

AP.B4

Tabela A.8 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B4.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
99,00	21014,32	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
100,00	46121,83	23060,91	23060,91	0,00	0,65	23,06	0,00
101,00	50421,66	36741,29	59802,20	1,00	0,67	59,80	2,10
102,00	54140,97	45441,13	105243,33	2,00	0,69	105,24	6,11
103,00	57842,40	51641,76	156885,10	3,00	0,71	156,89	11,55
104,00	61617,82	56629,79	213514,89	4,00	0,73	213,51	18,29
105,00	66388,05	61508,92	275023,81	5,00	0,75	275,02	26,26
106,00	73045,75	67277,34	342301,15	6,00	0,77	342,30	35,44
107,00	83787,39	75532,36	417833,51	7,00	0,79	417,83	45,82
108,00	169804,37	122668,36	540501,87	8,00	0,81	540,50	57,40
109,00	241275,57	181971,97	722473,84	9,00	0,83	722,47	70,18
110,00	263316,97	222644,47	945118,31	10,00	0,85	945,12	84,17
111,00	283086,35	252865,41	1197983,72	11,00	0,87	1197,98	99,40
112,00	305941,58	279403,50	1477387,22	12,00	0,89	1477,39	115,86
113,00	330547,47	304975,48	1782362,70	13,00	0,91	1782,36	133,57
114,00	355871,08	330423,28	2112785,98	14,00	0,93	2112,79	152,56

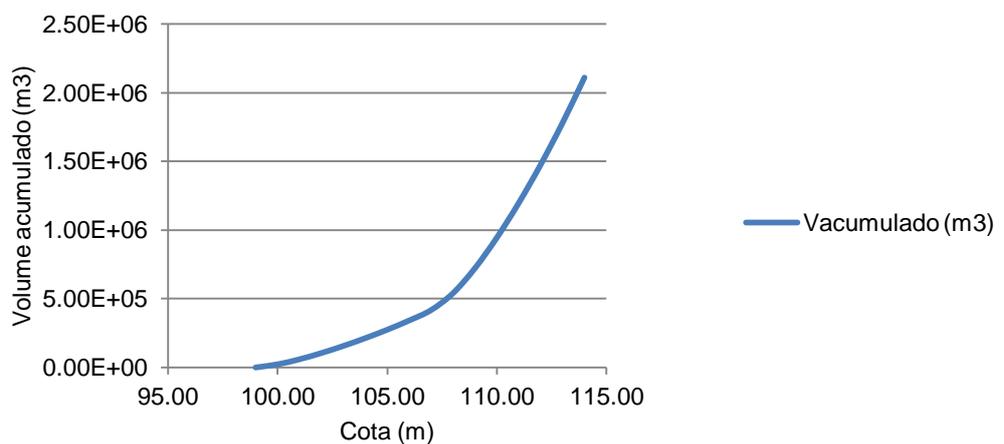


Figura A.55 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B4.

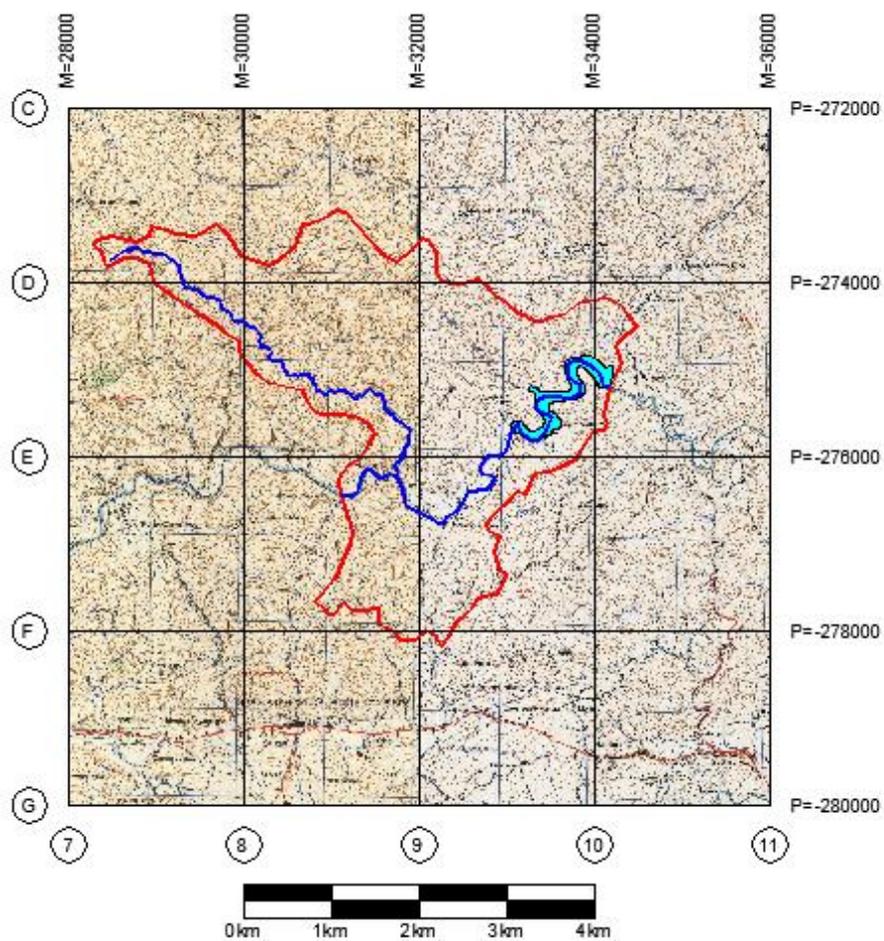


Figura A.56 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B4.

AP.B5

Tabela A.9 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B5.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Qt (m ³ /s)
124,00	33,94	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
125,00	770,59	385,29	385,29	0,00	0,75	0,39	0,00
126,00	1980,25	1182,77	1568,06	1,00	0,77	1,57	2,41
127,00	35336,20	18259,49	19827,55	2,00	0,79	19,83	7,00
128,00	73288,90	45774,20	65601,74	3,00	0,81	65,60	13,18
129,00	94001,30	69887,75	135489,49	4,00	0,83	135,49	20,79
130,00	110216,07	90051,91	225541,40	5,00	0,85	225,54	29,76
131,00	124107,75	107079,83	332621,23	6,00	0,87	332,62	40,04
132,00	136951,00	122015,42	454636,65	7,00	0,89	454,64	51,62
133,00	149534,28	135774,85	590411,49	8,00	0,91	590,41	64,48
134,00	161839,19	148807,02	739218,51	9,00	0,93	739,22	78,63
135,00	174353,54	161580,28	900798,79	10,00	0,95	900,80	94,08
136,00	188207,05	174893,66	1075692,45	11,00	0,97	1075,69	110,82
137,00	237631,07	206262,37	1281954,82	12,00	0,99	1281,95	128,87
138,00	324906,82	265584,59	1547539,41	13,00	1,01	1547,54	148,25
139,00	364738,67	315161,63	1862701,04	14,00	1,03	1862,70	168,96

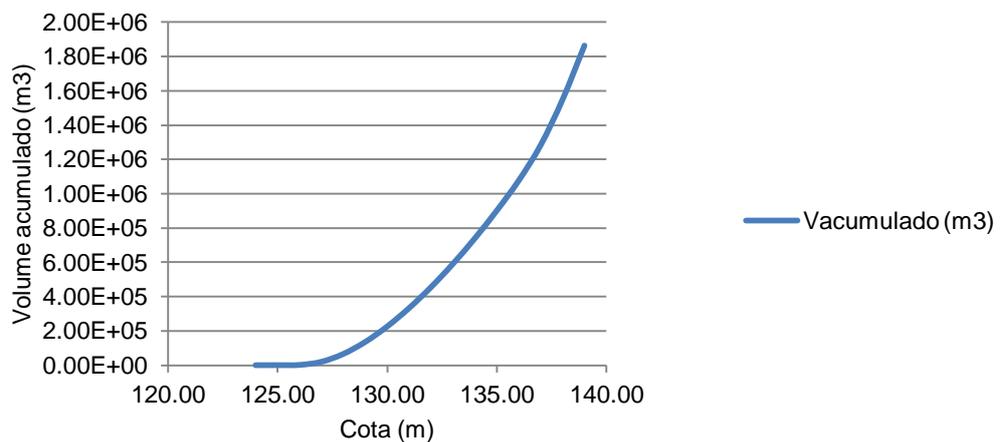


Figura A.57 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B5.

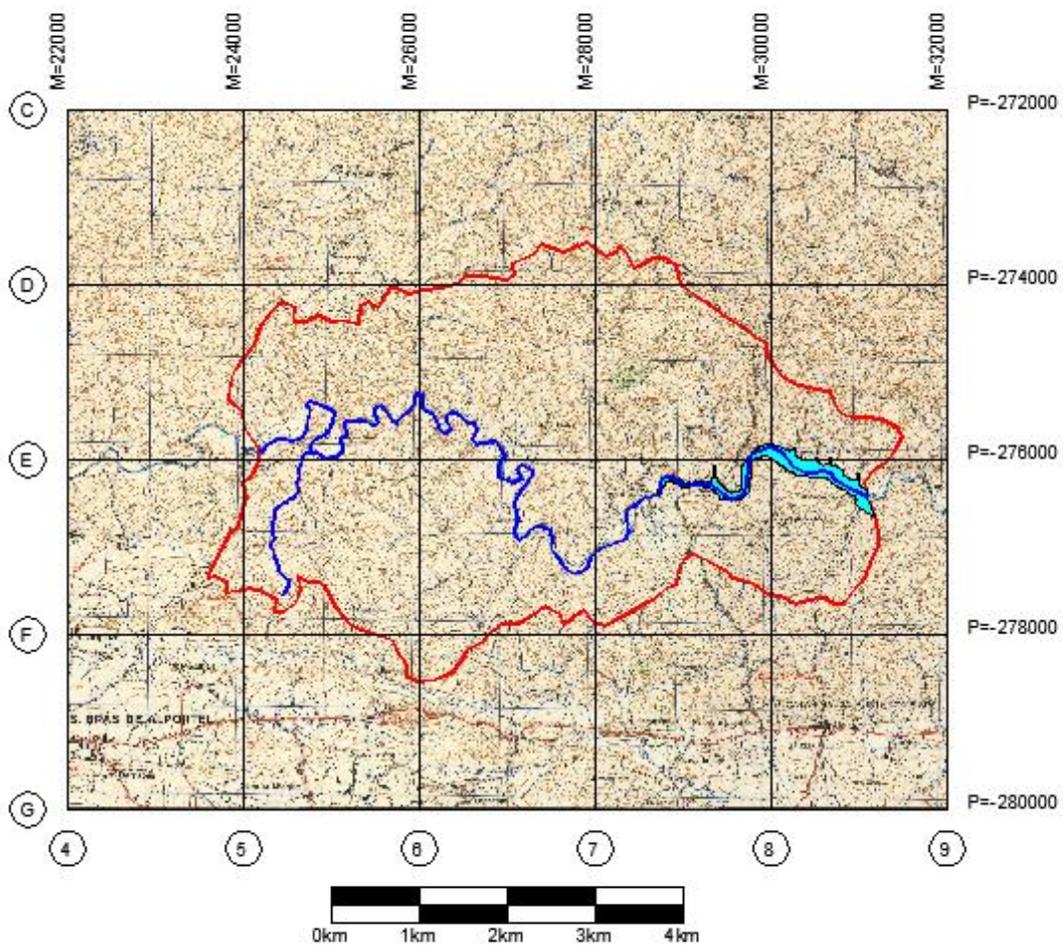


Figura A.58 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B5.

AP.B6

Tabela A.10 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B6.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
218,00	144,51	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
219,00	2848,07	1424,03	1424,03	0,00	0,30	1,42	0,00
220,00	16142,23	8783,13	10207,17	1,00	0,33	10,21	1,03
221,00	23200,88	15992,00	26199,17	2,00	0,36	26,20	3,19
222,00	29500,75	22746,38	48945,55	3,00	0,39	48,95	6,35
223,00	35792,05	29269,22	78214,77	4,00	0,42	78,21	10,52
224,00	42196,85	35733,03	113947,80	5,00	0,45	113,95	15,76
225,00	50249,70	42991,37	156939,17	6,00	0,48	156,94	22,09
226,00	55881,21	49436,29	206375,46	7,00	0,51	206,38	29,58
227,00	70626,37	60031,33	266406,79	8,00	0,54	266,41	38,26
228,00	92392,73	76212,03	342618,81	9,00	0,57	342,62	48,19
229,00	146451,45	111331,74	453950,56	10,00	0,60	453,95	59,42
230,00	216224,90	163778,32	617728,88	11,00	0,63	617,73	71,98
231,00	238491,49	201134,90	818863,78	12,00	0,66	818,86	85,92
232,00	256384,16	228759,53	1047623,31	13,00	0,69	1047,62	101,28
233,00	272324,80	250542,17	1298165,48	14,00	0,72	1298,17	118,11

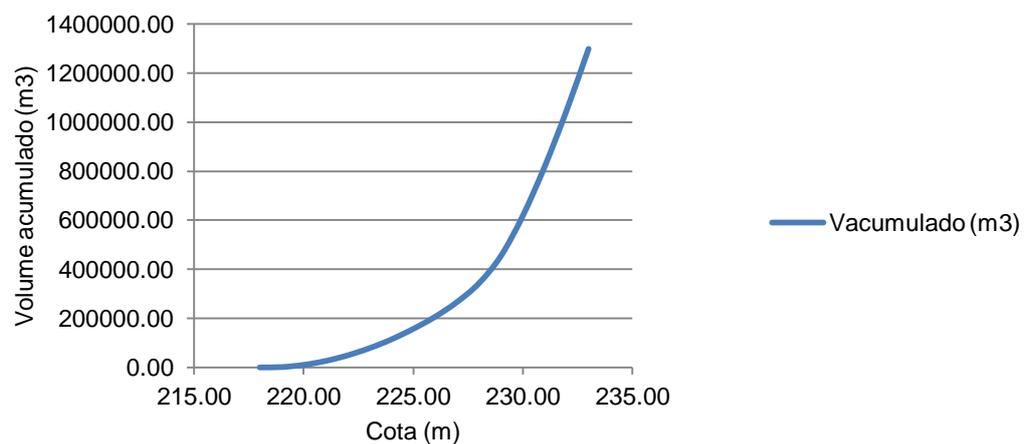


Figura A.59 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B6.

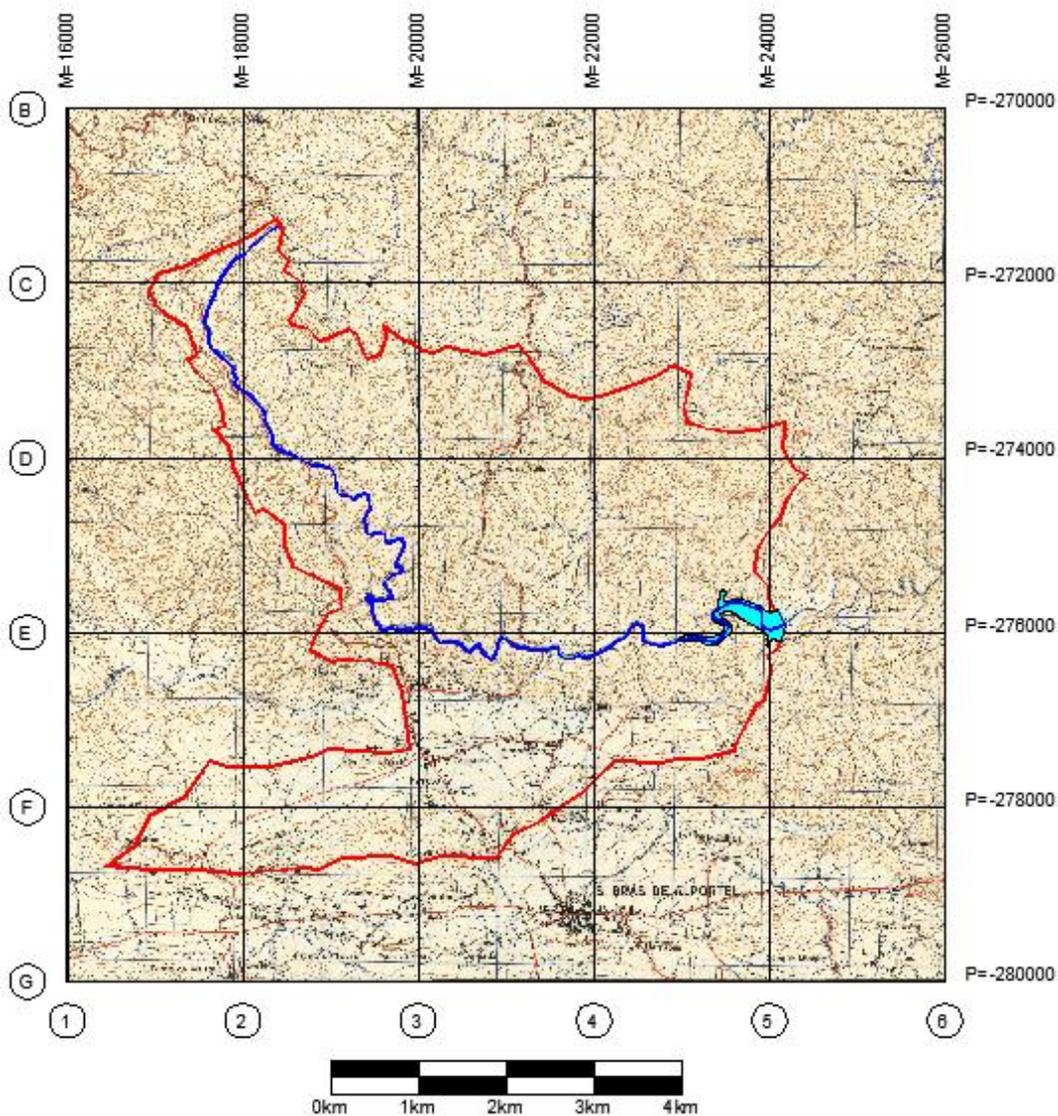


Figura A.60 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B6.

AP.B7

Tabela A.11 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B7.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
103,00	11,10	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
104,00	118,35	59,18	59,18	0,00	0,65	0,06	0,00
105,00	261,66	160,42	219,60	1,00	0,66	0,22	2,07
106,00	433,87	297,14	516,74	2,00	0,67	0,52	5,93
107,00	684,77	490,96	1007,70	3,00	0,68	1,01	11,06
108,00	14071,99	7281,47	8289,17	4,00	0,69	8,29	17,29
109,00	32506,57	19894,02	28183,19	5,00	0,70	28,18	24,51
110,00	36170,62	28032,32	56215,51	6,00	0,71	56,22	32,68
111,00	39023,28	33527,80	89743,31	7,00	0,72	89,74	41,76
112,00	41522,62	37525,21	127268,52	8,00	0,73	127,27	51,73
113,00	43922,53	40723,87	167992,39	9,00	0,74	167,99	62,57
114,00	46301,49	43512,68	211505,07	10,00	0,75	211,51	74,27
115,00	48731,52	46122,10	257627,17	11,00	0,76	257,63	86,83
116,00	51322,86	48722,48	306349,65	12,00	0,77	306,35	100,24
117,00	54124,57	51423,52	357773,17	13,00	0,78	357,77	114,49
118,00	79951,93	65687,73	423460,90	14,00	0,79	423,46	129,59

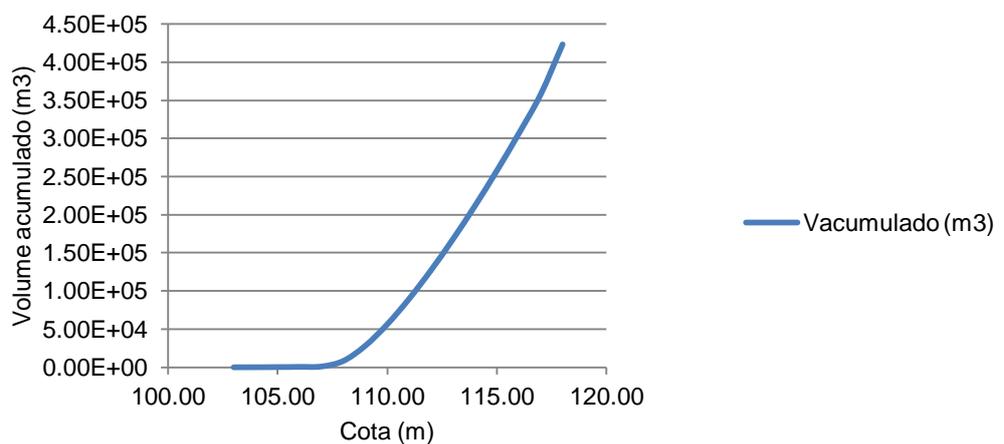


Figura A.61 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B7.

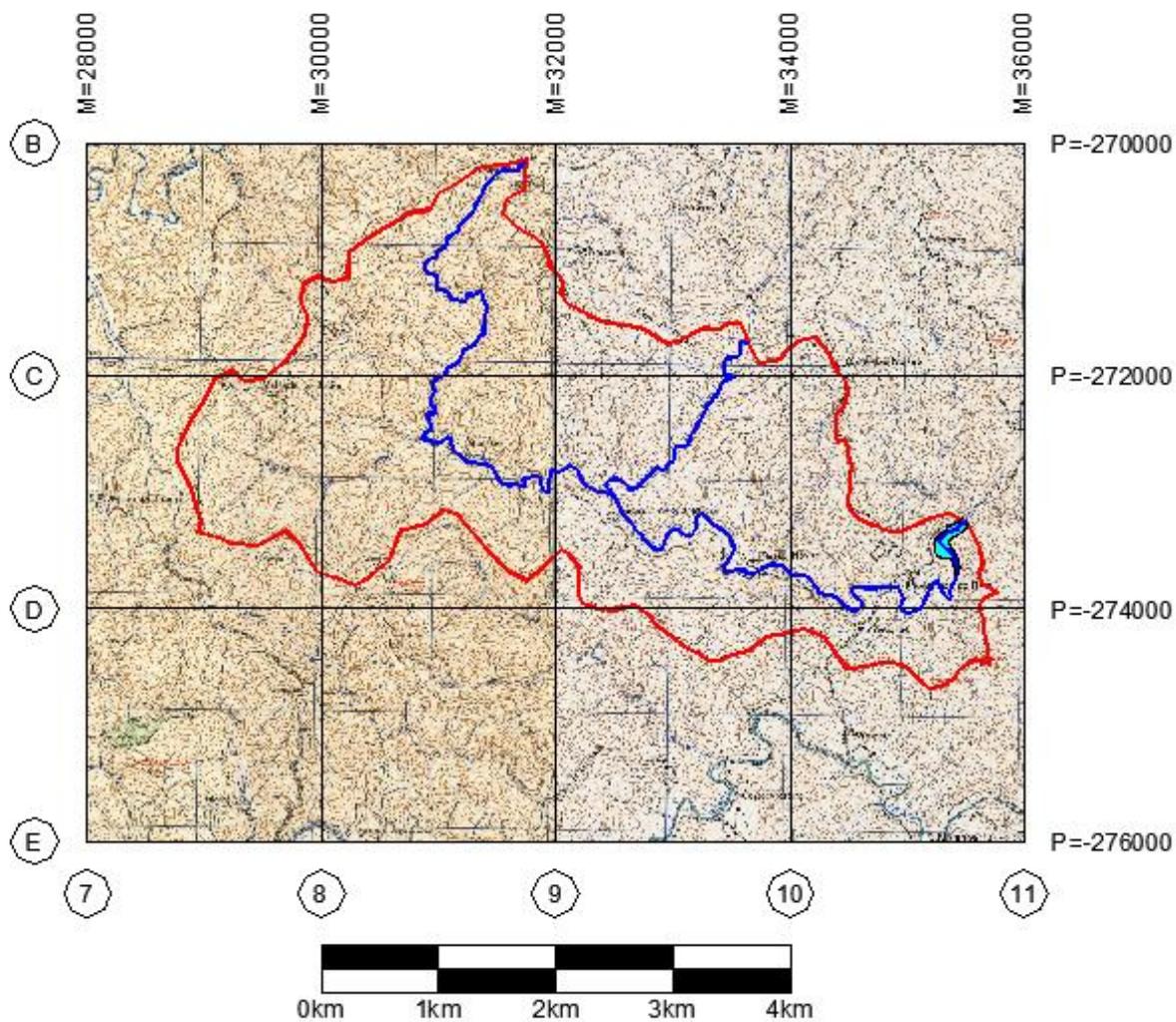


Figura A.62 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B7.

AP.B8

Tabela A.12 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B8.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
224,00	6,01	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
225,00	34,41	17,21	17,21	0,00	0,55	0,02	0,00
226,00	81,29	49,25	66,46	1,00	0,55	0,07	1,73
227,00	172,06	110,66	177,11	2,00	0,55	0,18	4,91
228,00	296,68	203,67	380,78	3,00	0,56	0,38	9,05
229,00	495,90	349,78	730,56	4,00	0,56	0,73	13,98
230,00	2406,77	1378,28	2108,84	5,00	0,56	2,11	19,61
231,00	5663,96	3521,12	5629,95	6,00	0,56	5,63	25,87
232,00	6594,74	5057,93	10687,88	7,00	0,56	10,69	32,71
233,00	7344,33	6201,13	16889,01	8,00	0,57	16,89	40,11
234,00	8057,54	7129,33	24018,35	9,00	0,57	24,02	48,03

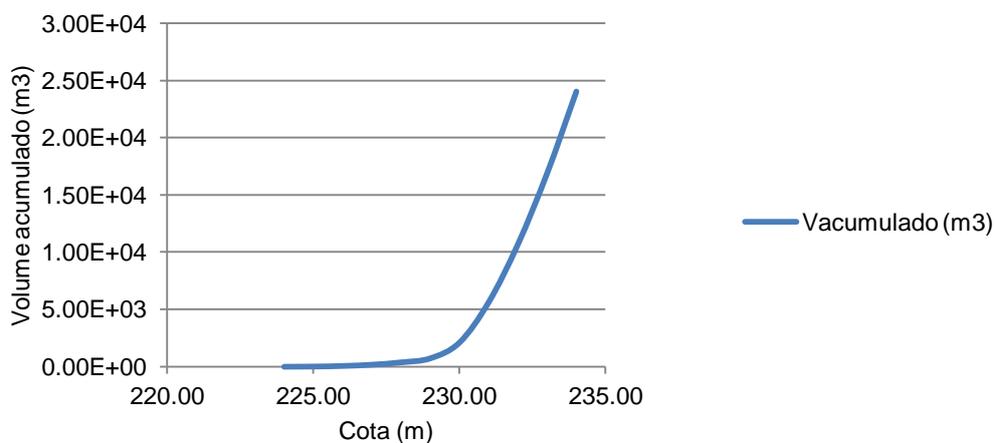


Figura A.63 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B8.

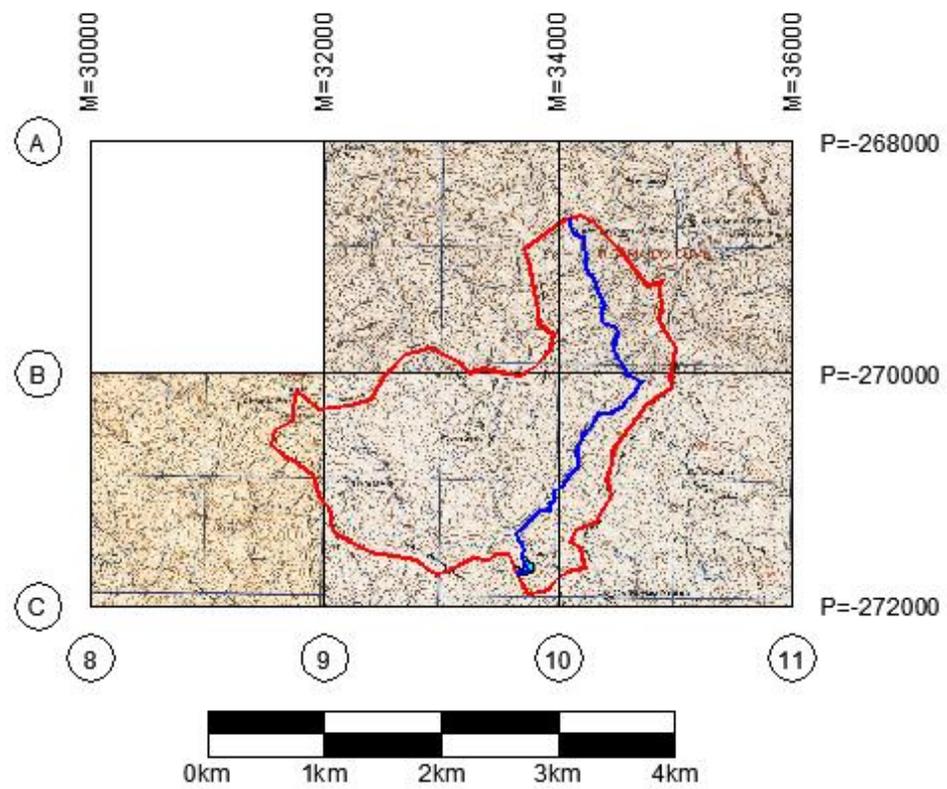


Figura A.64 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B8.

AP.B9

Tabela A.13 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AP.B9.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum} ,(1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
78,00	77,13	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
79,00	4666,69	2333,35	2333,35	0,00	0,35	2,33	0,00
80,00	9608,80	5971,07	8304,42	1,00	0,35	8,30	1,10
81,00	11064,71	8517,89	16822,31	2,00	0,35	16,82	3,10
82,00	12367,15	10442,52	27264,83	3,00	0,35	27,26	5,70
83,00	13663,45	12052,98	39317,81	4,00	0,35	39,32	8,79
84,00	15034,42	13543,70	52861,51	5,00	0,35	52,86	12,29
85,00	16472,11	15007,91	67869,42	6,00	0,35	67,87	16,16
86,00	18036,77	16522,34	84391,76	7,00	0,35	84,39	20,38
87,00	19820,59	18171,46	102563,22	8,00	0,35	102,56	24,91
88,00	22019,35	20095,41	122658,63	9,00	0,35	122,66	29,75
89,00	36869,61	28482,51	151141,14	10,00	0,35	151,14	34,86
90,00	56356,37	42419,44	193560,58	11,00	0,35	193,56	40,24

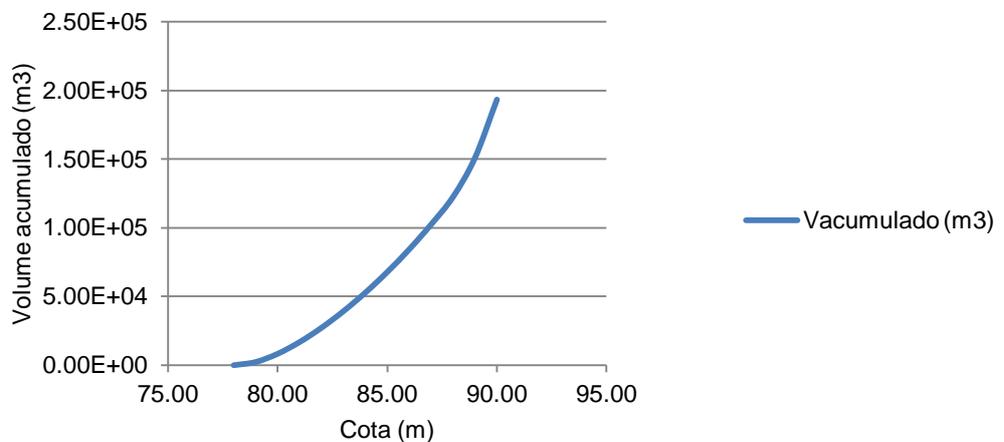


Figura A.65 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AP.B9.

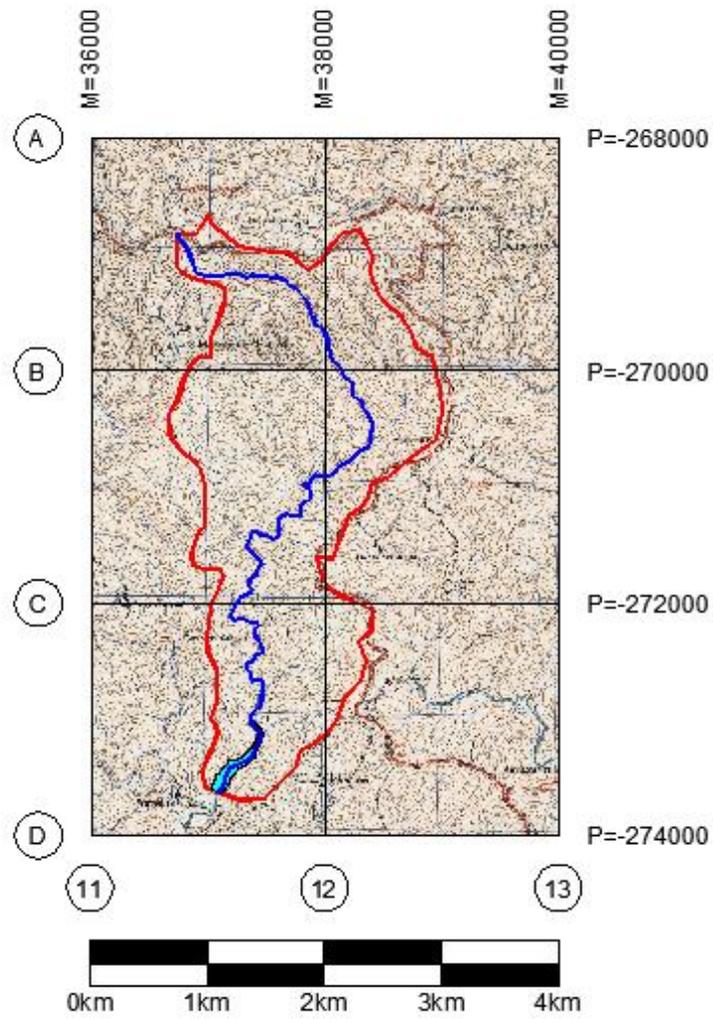


Figura A.66 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AP.B9.

AS.B2

Tabela A.14 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B2.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
69,00	1066,14	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
70,00	3572,82	1786,41	1786,41	0,00	0,45	1,79	0,00
71,00	5445,05	3615,73	5402,14	1,00	0,50	5,40	1,57
72,00	6988,12	5301,93	10704,07	2,00	0,55	10,70	4,87
73,00	8794,30	7048,11	17752,18	3,00	0,60	17,75	9,76
74,00	10363,10	8705,61	26457,78	4,00	0,65	26,46	16,28
75,00	12042,67	10374,14	36831,92	5,00	0,70	36,83	24,51
76,00	13889,38	12131,76	48963,68	6,00	0,75	48,96	34,52
77,00	15882,95	14007,35	62971,03	7,00	0,80	62,97	46,40
78,00	18299,64	16153,50	79124,53	8,00	0,85	79,12	60,23
79,00	102116,90	59135,20	138259,73	9,00	0,90	138,26	76,10
80,00	189991,51	124563,35	262823,08	10,00	0,95	262,82	94,08
81,00	209541,66	167052,51	429875,59	11,00	1,00	429,88	114,25
82,00	225300,08	196176,29	626051,88	12,00	1,05	626,05	136,69
83,00	239551,99	217864,14	843916,02	13,00	1,10	843,92	161,46
84,00	253929,34	235896,74	1079812,76	14,00	1,15	1079,81	188,65

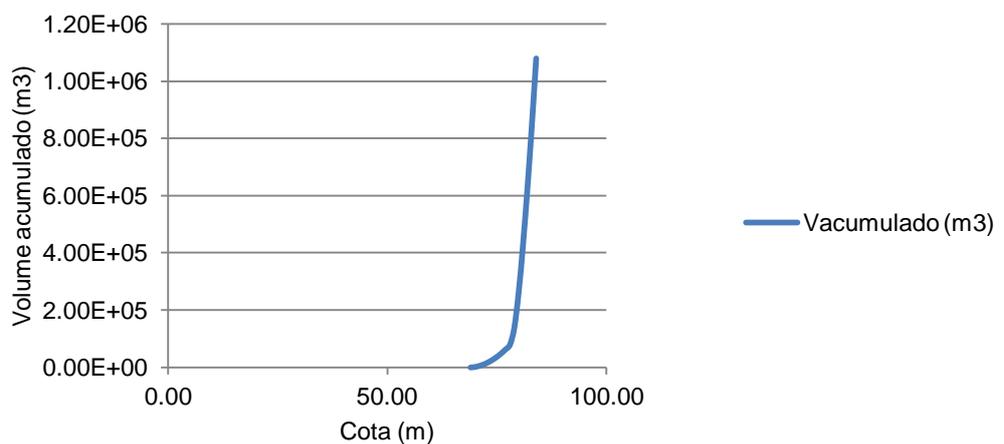


Figura A.67 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.

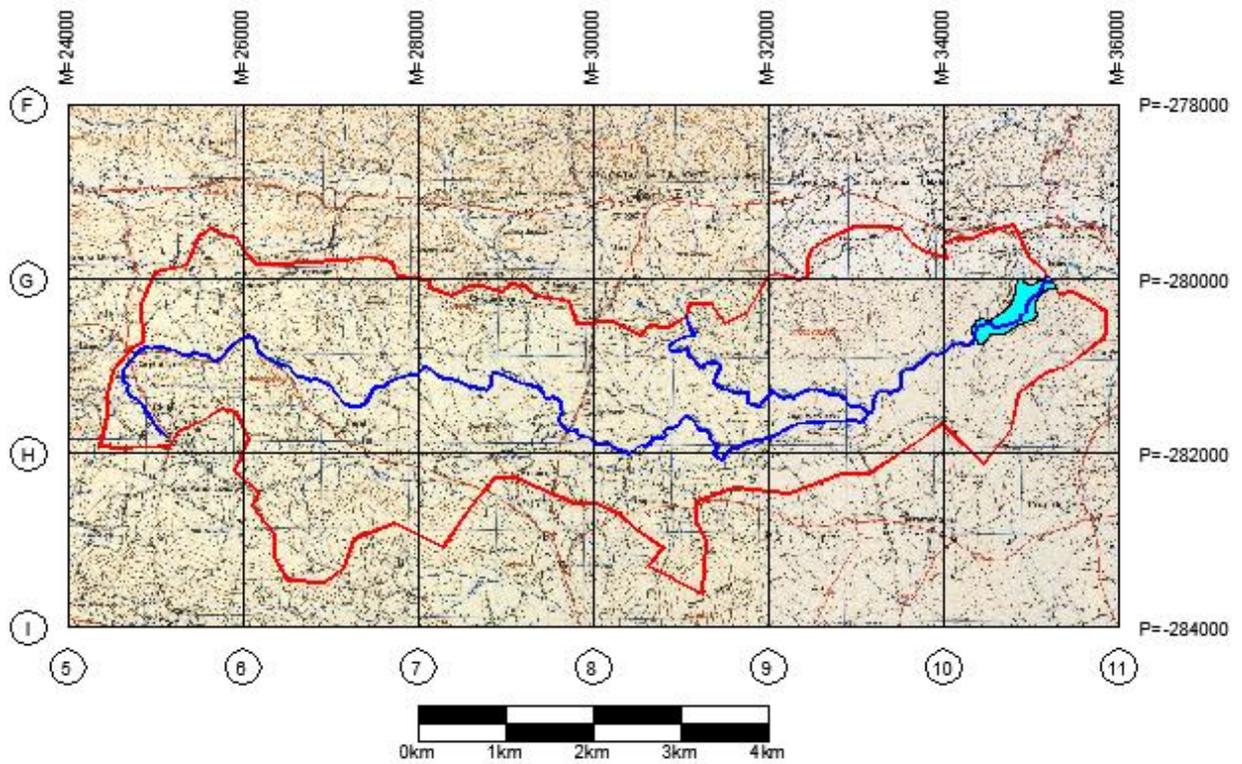


Figura A.68 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.

AS.B3

Tabela A.15 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B3.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
114,00	280,35	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
115,00	1851,20	925,60	925,60	0,00	0,55	0,93	0,00
116,00	4597,27	2761,43	3687,03	1,00	0,65	3,69	2,04
117,00	9101,72	5931,58	9618,61	2,00	0,75	9,62	6,64
118,00	18413,66	12172,62	21791,23	3,00	0,85	21,79	13,83
119,00	110166,63	61169,63	82960,86	4,00	0,95	82,96	23,80
120,00	316328,67	188749,15	271710,01	5,00	1,05	271,71	36,76
121,00	296678,44	242713,80	514423,80	6,00	1,15	514,42	52,93
122,00	335150,12	288931,96	803355,76	7,00	1,25	803,36	72,50

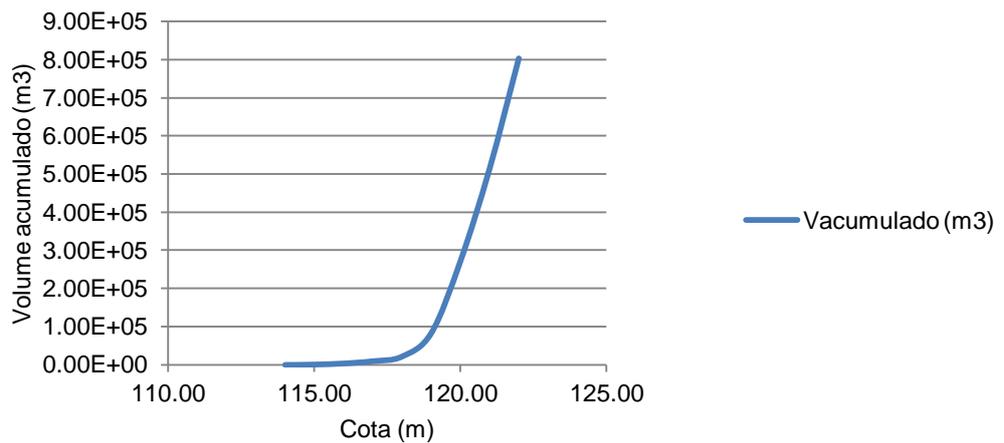


Figura A.69 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.

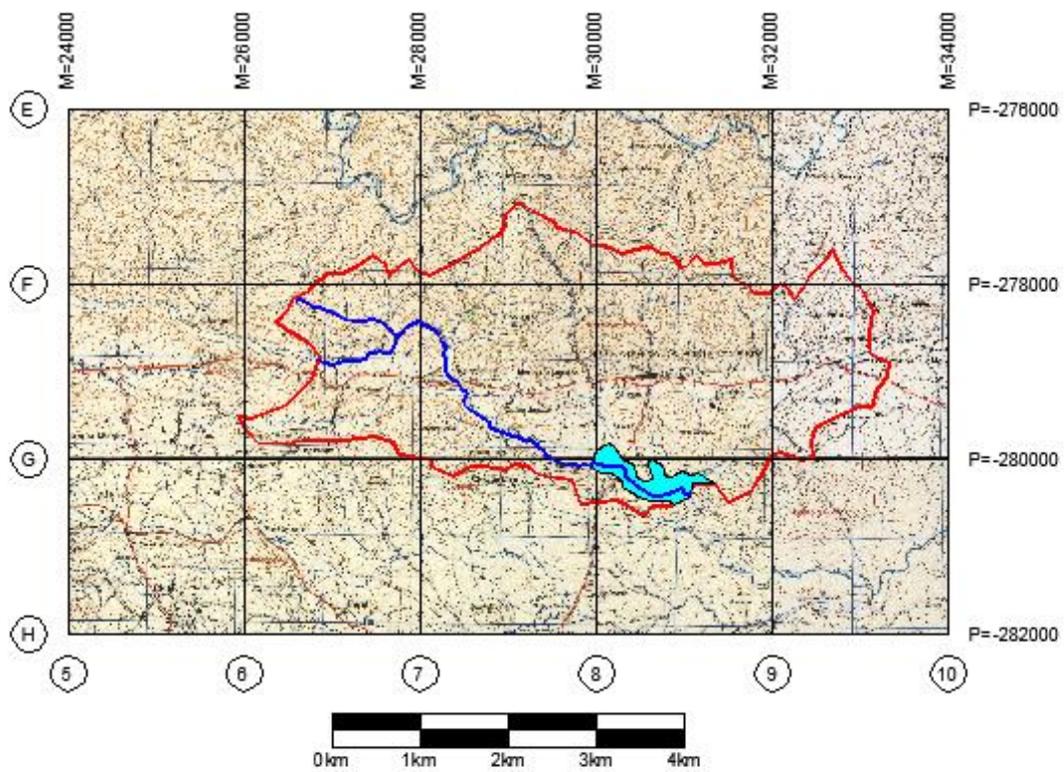


Figura A.70 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.

AS.B4

Tabela A.16 – Curvas cota-volume-descarga da barragem AS.B2.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
171,00	177,98	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
172,00	676,67	338,33	338,33	0,00	0,50	0,34	0,00
173,00	1487,76	913,05	1251,38	1,00	0,50	1,25	1,57
174,00	2662,66	1787,85	3039,23	2,00	0,50	3,04	4,46
175,00	4226,90	3007,38	6046,61	3,00	0,51	6,05	8,23
176,00	6307,73	4657,56	10704,17	4,00	0,51	10,70	12,73
177,00	9224,11	6940,83	17645,00	5,00	0,51	17,65	17,86
178,00	14557,84	10749,34	28394,34	6,00	0,51	28,39	23,56
179,00	49395,58	30072,46	58466,79	7,00	0,51	58,47	29,81

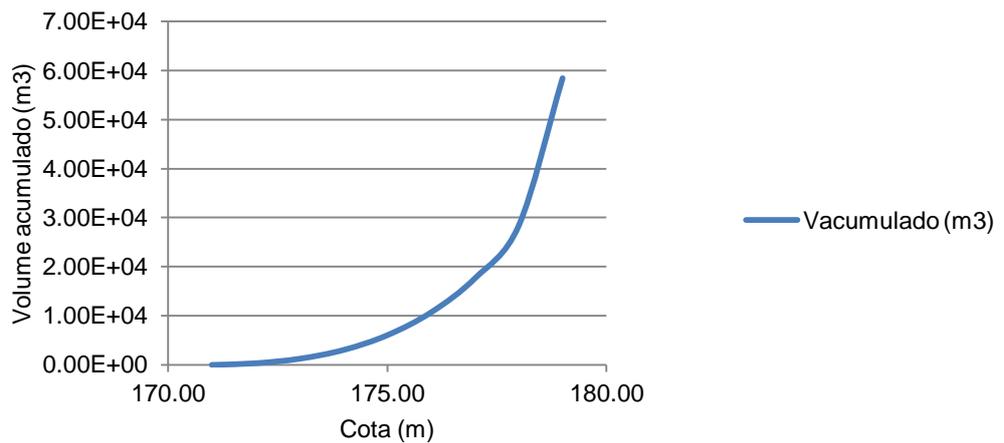


Figura A.71 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem AS.B2.

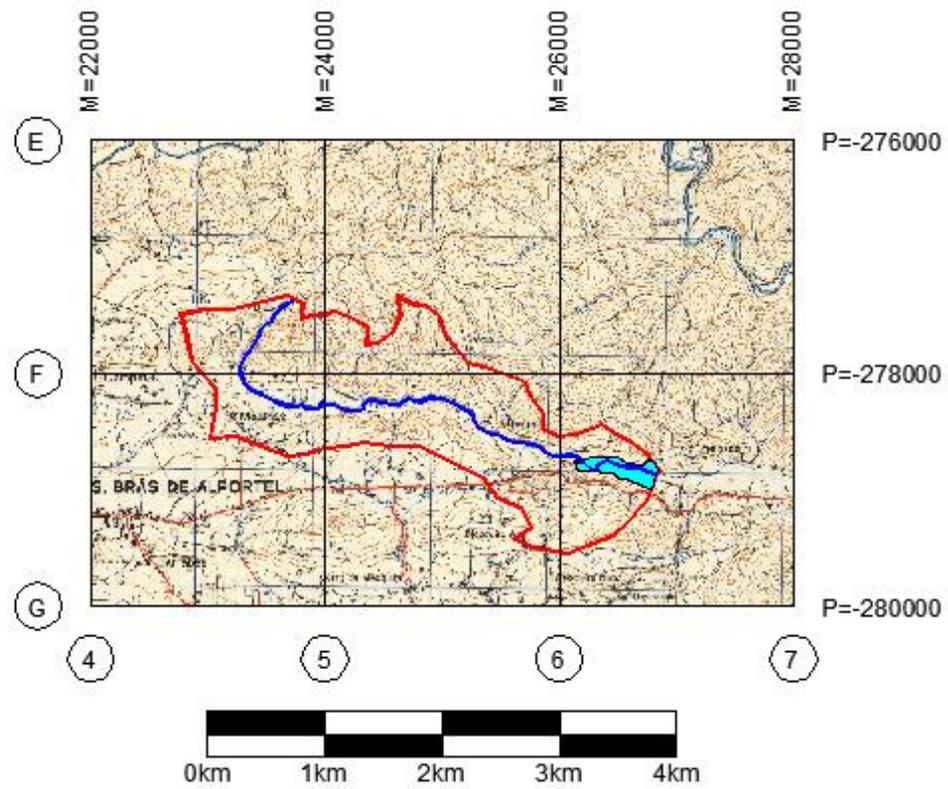


Figura A.72 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem AS.B2.

SE.B2

Tabela A.17 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SE.B2.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
15,00	27,83	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
16,00	198,94	99,47	99,47	0,00	0,40	0,10	0,00
17,00	587,26	343,36	442,83	1,00	0,42	0,44	1,32
18,00	1450,96	897,16	1339,99	2,00	0,44	1,34	3,90
19,00	10240,70	5568,93	6908,92	3,00	0,46	6,91	7,49
20,00	21312,27	13440,60	20349,52	4,00	0,48	20,35	12,03
21,00	23322,72	18381,66	38731,18	5,00	0,50	38,73	17,51
22,00	25077,82	21729,74	60460,92	6,00	0,52	60,46	23,93
23,00	26763,47	24246,61	84707,53	7,00	0,54	84,71	31,32
24,00	28439,80	26343,20	111050,73	8,00	0,56	111,05	39,68
25,00	30143,54	28243,37	139294,10	9,00	0,58	139,29	49,04

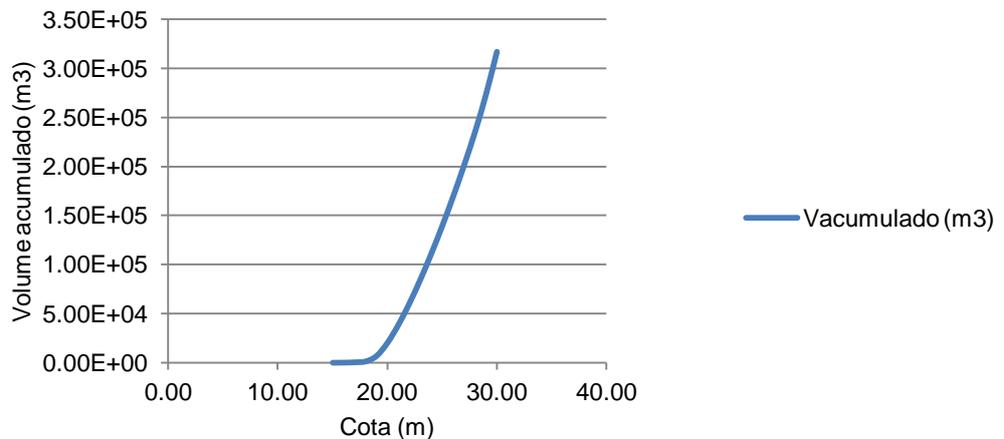


Figura A.73 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B2.

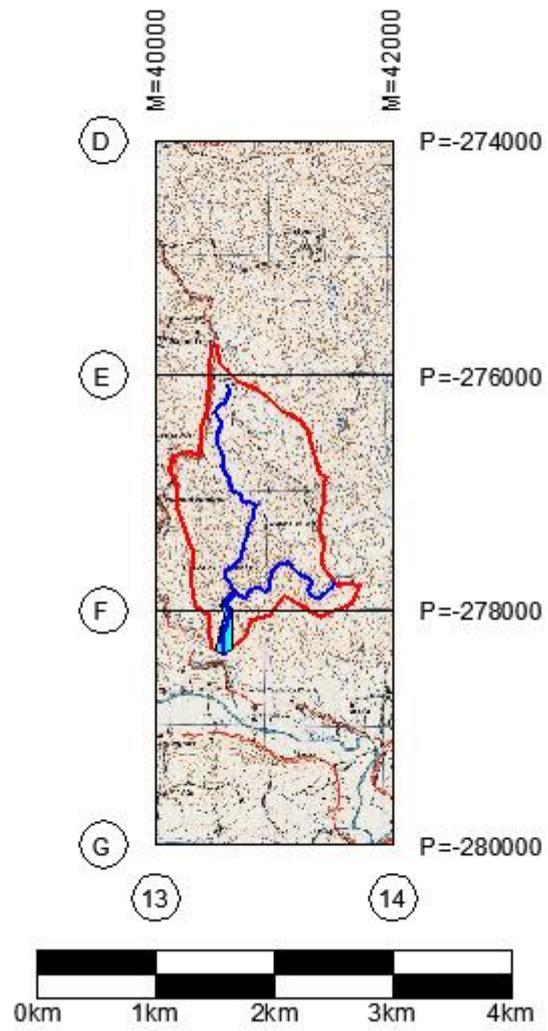


Figura A.74 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SE.B2.

SE.B3

Tabela A.18 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SE.B3.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
63,00	11,14	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
64,00	49,20	24,60	24,60	0,00	0,35	0,02	0,00
65,00	116,66	70,63	95,23	1,00	0,37	0,10	1,16
66,00	207,20	138,91	234,14	2,00	0,39	0,23	3,45
67,00	319,65	229,28	463,43	3,00	0,41	0,46	6,67
68,00	452,28	340,78	804,21	4,00	0,43	0,80	10,77
69,00	666,82	503,80	1308,01	5,00	0,45	1,31	15,76
70,00	3255,91	1879,85	3187,86	6,00	0,47	3,19	21,63
71,00	13857,04	7868,45	11056,31	7,00	0,49	11,06	28,42
72,00	16631,85	12250,15	23306,45	8,00	0,51	23,31	36,14
73,00	18961,18	15605,67	38912,12	9,00	0,53	38,91	44,81

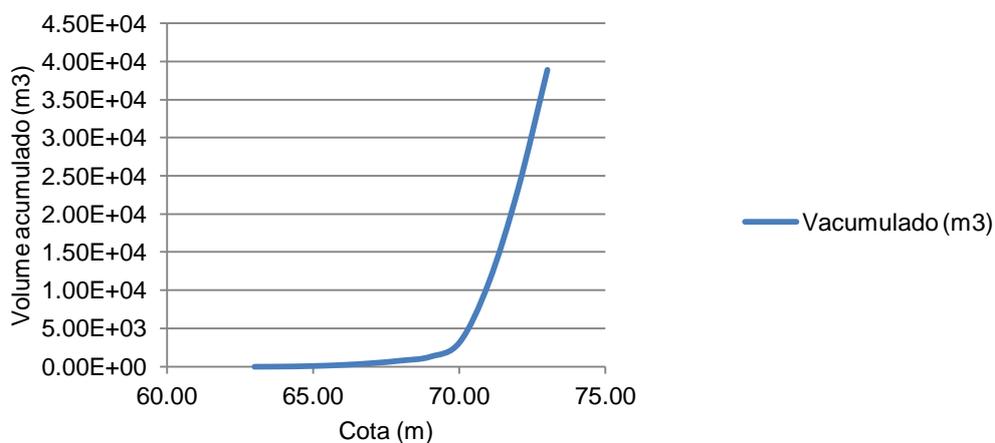


Figura A.75 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B3.

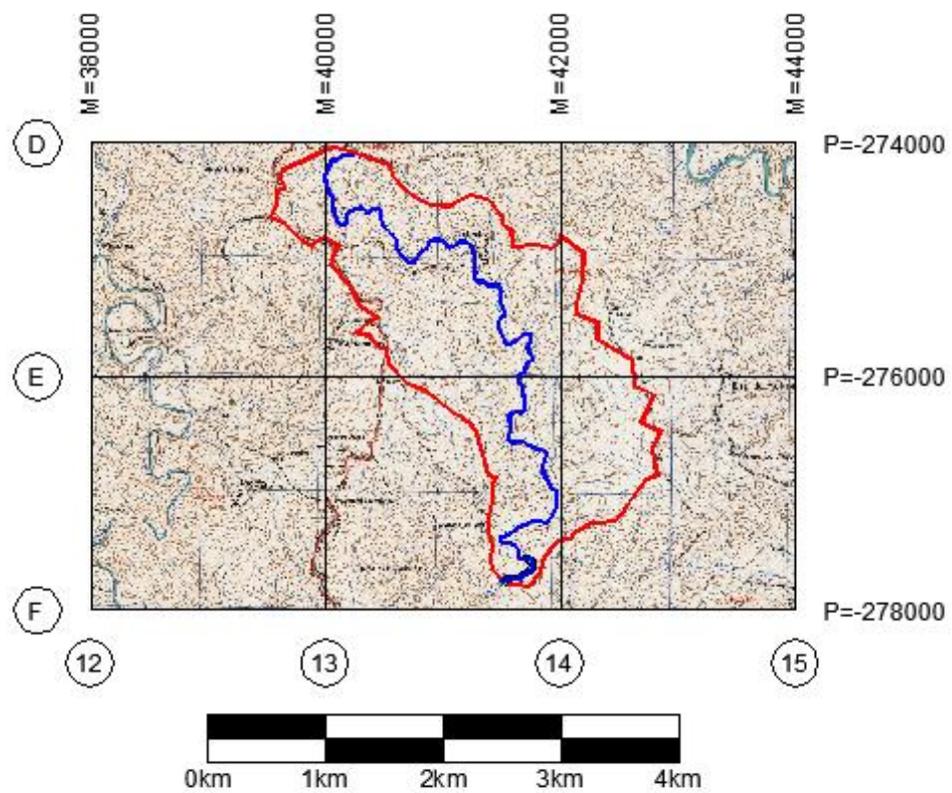


Figura A.76 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SE.B3.

SG.B2

Tabela A.19 – Curvas cota-volume-descarga da barragem SG.B2.

Cota (m)	Área (m ²)	Volume (m ³)	V _{acumulado} (m ³)	H (m)	L(m)	V _{acum.} (1000 m ³)	Q _t (m ³ /s)
8,00	46572,43	0,00	0,00	-1,00	--	0,00	0,00
9,00	387967,16	193983,58	193983,58	0,00	2,25	193,98	0,00
10,00	536897,44	365440,51	559424,09	1,00	2,25	559,42	7,05
11,00	587993,62	476717,06	1036141,15	2,00	2,25	1036,14	19,93
12,00	634869,64	555793,35	1591934,51	3,00	2,25	1591,93	36,61
13,00	688591,60	622192,48	2214126,99	4,00	2,25	2214,13	56,37
14,00	740397,00	681294,74	2895421,73	5,00	2,25	2895,42	78,78
15,00	790543,96	735919,35	3631341,08	6,00	2,25	3631,34	103,55
16,00	847491,50	791705,42	4423046,50	7,00	2,25	4423,05	130,49
17,00	916976,43	854340,93	5277387,43	8,00	2,25	5277,39	159,43
18,00	1013372,96	933856,94	6211244,37	9,00	2,25	6211,24	190,24
19,00	1215158,54	1074507,74	7285752,12	10,00	2,25	7285,75	222,81
20,00	1406657,31	1240582,53	8526334,64	11,00	2,25	8526,33	257,06
21,00	1486242,93	1363412,73	9889747,37	12,00	2,25	9889,75	292,90
22,00	1553456,14	1458434,43	11348181,81	13,00	2,25	11348,18	330,26
23,00	17225,14	737829,79	12086011,60	14,00	2,25	12086,01	369,09

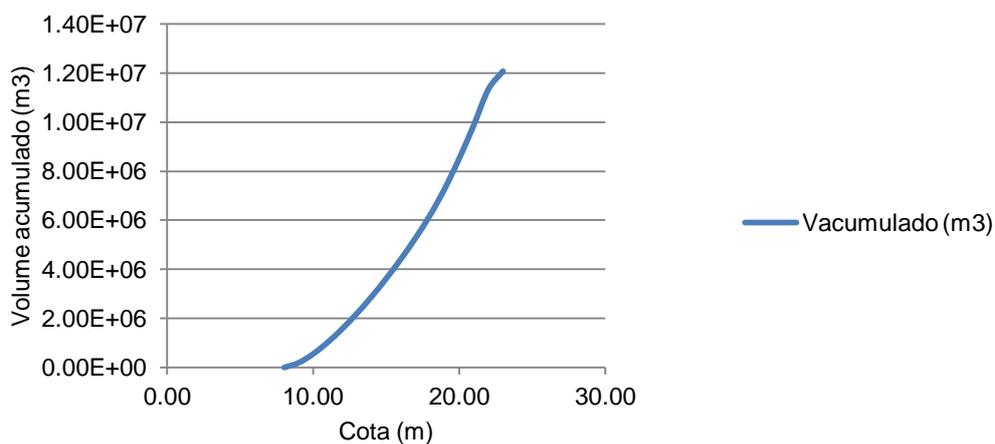


Figura A.77 – Gráfico representativo da curva cota-volume da barragem SE.B3.

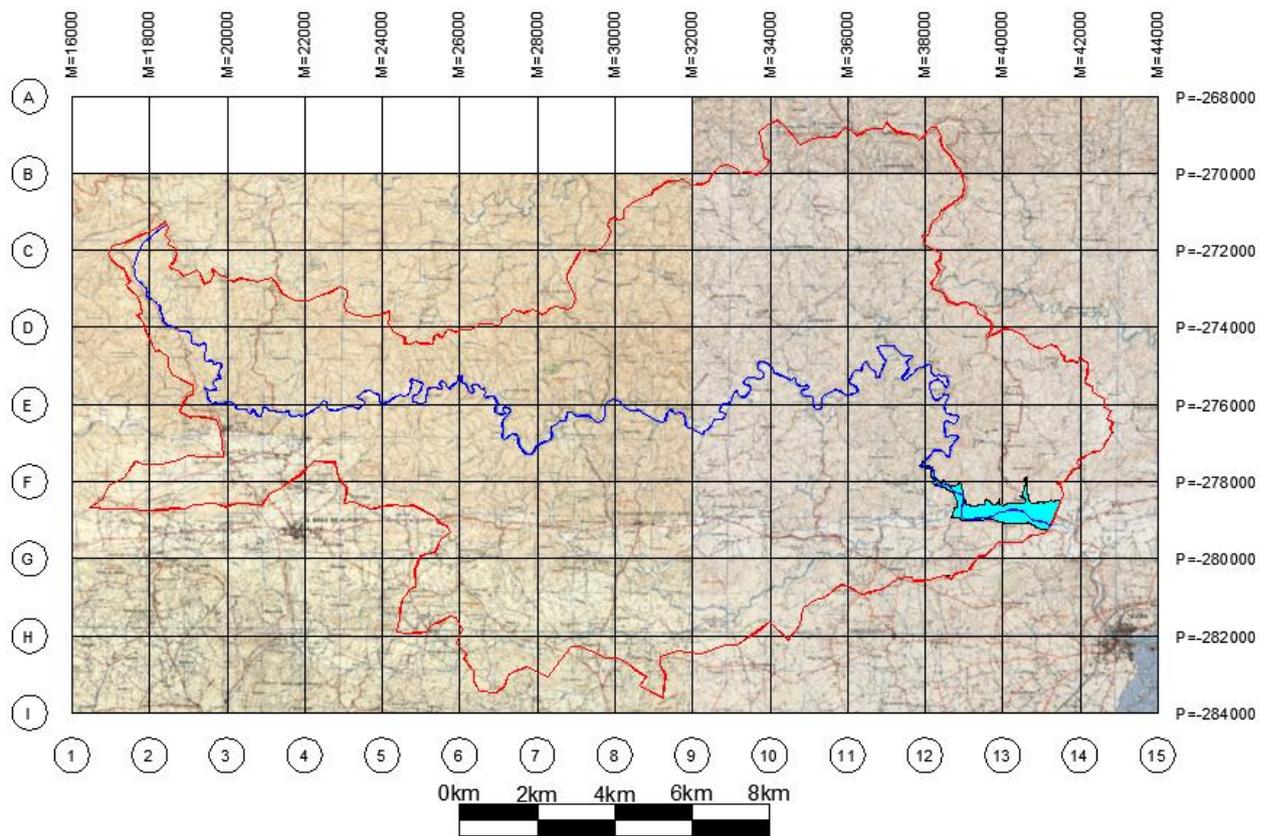


Figura A.78 – Bacia hidrográfica e albufeira na cota de máxima cheia, da barragem SG.B2.

A.7 – Canais e secções de escoamento

O presente anexo tem como objectivo apresentar os parâmetros necessários para a caracterização do escoamento em canal dos vários modelos hidrológicos.

Canais de escoamento – Cenário B

Tabela A.20 – Parâmetros de caracterização dos troços em que o escoamento se processa em canal, para o Cenário B.

Troço	Comprimento (m)	Cota _{montante} (m)	Cota _{jusante} (m)	Declive (adm)	Secção
AP.T2	8254,11	39,00	17,00	0,0026653	S4
AP.T3	3386,69	72,00	39,00	0,0097440	S3
AP.T4	4972,72	99,00	72,00	0,0054296	S3
AP.T5	6051,42	124,00	99,00	0,0041313	S2
AP.T6	13438,57	218,00	124,00	0,0069948	S1
AP.T7	5198,54	103,00	39,00	0,0123111	S4
AP.T8	7857,05	224,00	103,00	0,0154002	S4
AP.T9	3426,66	78,00	39,00	0,0113813	S4
AS.T2	5249,87	69,00	13,00	0,0106669	S6
AS.T3	6800,49	114,00	69,00	0,0066172	S5
AS.T4	5705,70	171,00	114,00	0,0099900	S5
SE.T2	598,60	15,00	8,75	0,0104409	S6
SE.T3	1880,57	63,00	15,00	0,0255242	S6

Secções de escoamento – Cenário B

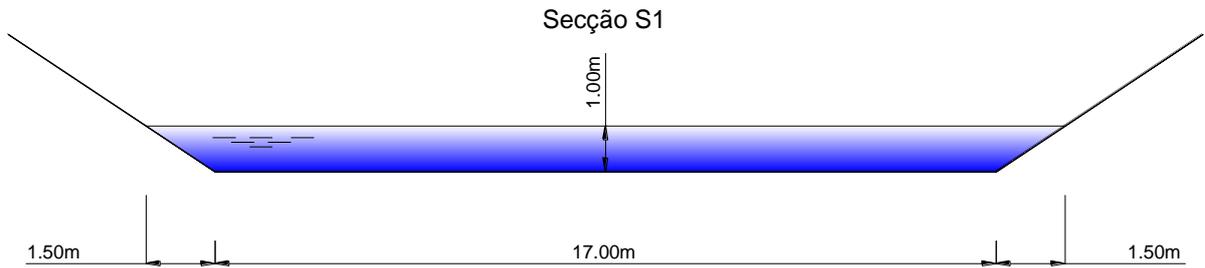


Figura A.79 – Seção de escoamento do canal AP.T6, do modelo hidrológico do Cenário B.

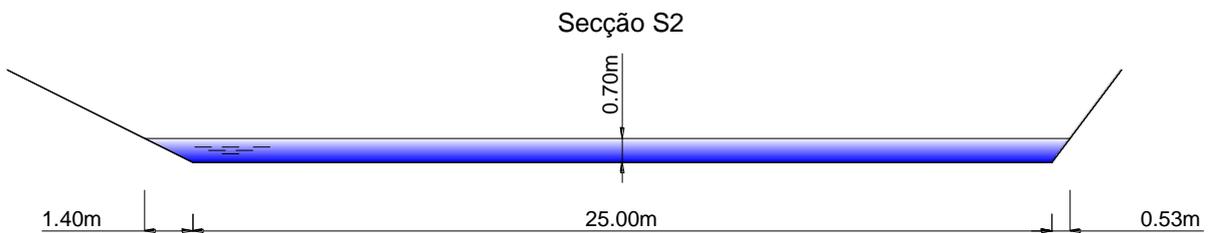


Figura A.80 – Seção de escoamento do canal AP.T5, do modelo hidrológico do Cenário B.

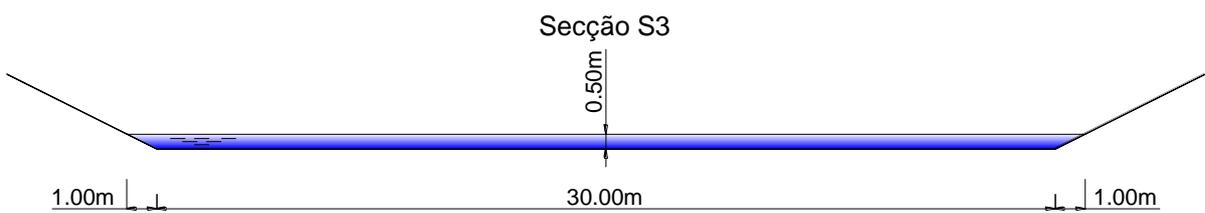


Figura A.81 – Seção de escoamento do canal AP.T3 e AP.T4, do modelo hidrológico do Cenário B.

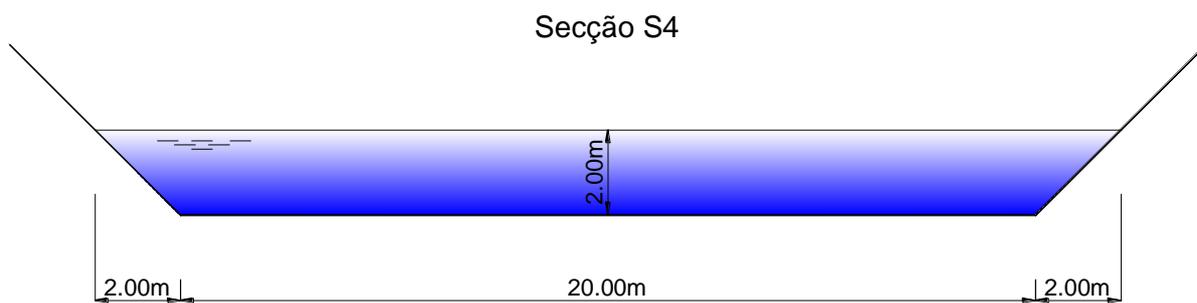


Figura A.82 – Secção de escoamento do canal AP.T2, AP.T7, AP.T8 e AP.T9, do modelo hidrológico do Cenário B.

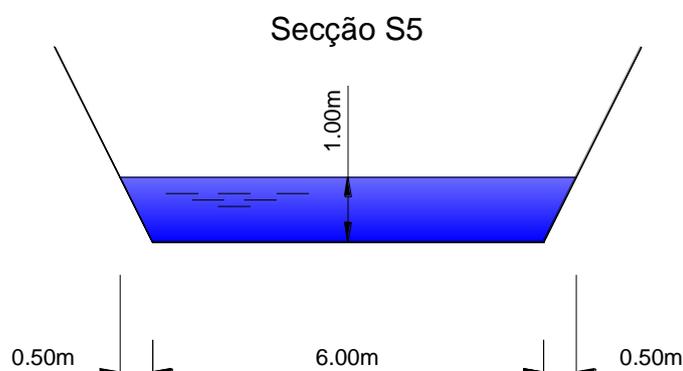


Figura A.83 – Secção de escoamento do canal AS.T3 e AS.T4, do modelo hidrológico do Cenário B.

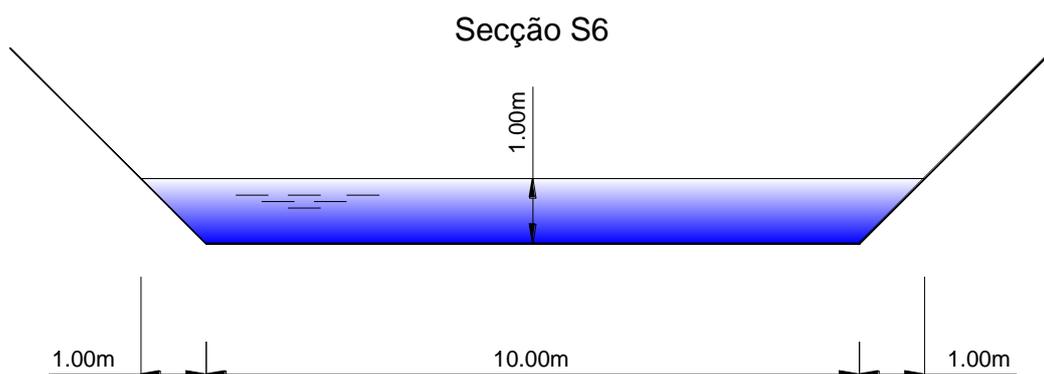


Figura A.84 – Secção de escoamento do canal AS.T2, SE.T2 e SE.T3, relativo ao modelo hidrológico do Cenário B.

Canal de escoamento – Cenário C

Tabela A.21 – Parâmetros de caracterização do trecho em que o escoamento se processa em canal, para o Cenário C.

Troço	Comprimento (m)	Cota _{montante} (m)	Cota _{jusante} (m)	Declive (adm)
SG.T2	5662,68	8,00	1,90	0,0010772

Secção de escoamento – Cenário C

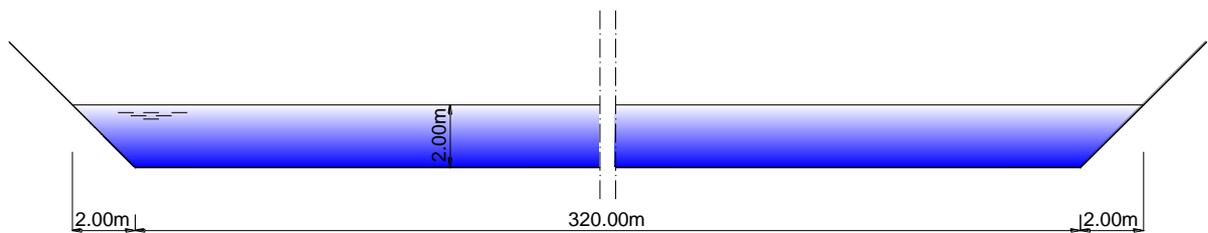


Figura A.85 – Secção de escoamento do canal SG.T2, do modelo hidrológico do Cenário C.