COMUNIDADE INTERMUNICIPAL DO ALTO ALENTEJO

AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS. INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

ESTUDO FINAL

VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

TOMO 4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉCTRICA

AQUALOGUS Engenharia e Ambiente

JANEIRO 2023

AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS

INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

ESTUDO FINAL

VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

TOMO 4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA

EQUIPA TÉCNICA

Diretor de Consórcio	Eng.º António Capelo
Adjunto	Eng.º Mário Samora
Hidráulica / Hidrologia	Eng.º Mário Samora
	Eng.º Rui Apolinário
	Eng.º João Afonso
	Eng.ª Raquel Lourenço
	Eng.ª André Batoréu

AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO

COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS

INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS

ESTUDO FINAL

VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

TOMO 4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO 1
2 ESTUDO DA CURVA DE VAZÃO NA RIBEIRA DE SEDA 3
3 DESCARREGADOR DE CHEIAS 15
3.1 CLASSIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BARRAGEM 15
3.2 SELEÇÃO DA CHEIA DE PROJETO 16
3.3 SOLUÇÃO ADOTADA 17
3.4 CURVA DE VAZÃO. AMORTECIMENTO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIAS 19
3.4.1 Tipo de soleira 19
3.4.2 Definição do NMC. Amortecimento das ondas de cheia afluentes 20
3.5 DIMENSIONAMENTO DA CONDUTA DE AREJAMENTO DA SOLEIRA 27
3.6 CANAL DE DESCARGA 29
3.7 BACIA DE DISSIPAÇÃO 31
3.8 CANAL DE RESTITUIÇÃO 32
4 DETERMINAÇÃO DA FOLGA E DA COTA DE COROAMENTO DA BARRAGEM 34
4.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS 34
4.2 SOBRELEVAÇÃO DO NÍVEL NA ALBUFEIRA DEVIDO AO VENTO 34
4.2.1 Fetch 34
4.2.2 Maré de vento 35
4.2.3 Ondulação causada pelo vento 36
4.2.4 Ondulação resultante de um sismo 37
4.3 FIXAÇÃO DA COTA DO COROAMENTO DA BARRAGEM 38
5 DESVIO PROVISÓRIO DO RIO 40

5.1 CONCEÇÃO GERAL 40
5.2 CURVA DE VAZÃO 40
5.3 LAMINAGEM DA CHEIA DE PROJETO 43
5.4 BACIA DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA 44
6 DESCARGA DE FUNDO 48
6.1 CONCEÇÃO 48
6.2 CURVAS DE VAZÃO 49
6.3 ESVAZIAMENTO DA ALBUFEIRA 52
6.4 DIMENSIONAMENTO DA CONDUTA DE AREJAMENTO DA DESCARGA DE FUNDO 53
7 COMPLEXO DE TOMADA DE ÁGUA E CENTRAL HIDROELÉTRICA DE PÉ DE BARRAGEM 55
7.1 FUNÇÃO, CONSTITUIÇÃO GERAL E DESCRIÇÃO DOS ÓRGÃOS 55
7.2 CAUDAIS DE FUNCIONAMENTO 57
7.3 VERIFICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO DA TOMADA DE ÁGUA 58
7.3.1 Cálculo da perda de carga localizada na grelha 58
7.3.2 Cálculo da estabilidade das grelhas 59
7.4 CÁLCULO DAS PIEZOMÉTRICAS MÍNIMAS NAS LIGAÇÕES ÀS DUAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS 60
7.5 FUNCIONAMENTO DA CENTRAL 65
7.5.1 Cálculo do nível na restituição da central para o caudal máximo 65
7.5.2 Cálculo da queda máxima da central com o caudal máximo na estação húmida (albufeira no NMC) 65
7.5.3 Cálculo da queda mínima da central com o caudal máximo na estação húmida (albufeira no NME_{rega}) 68
7.6 FUNCIONAMENTO DO “BY-PASS” À CENTRAL 69
7.6.1 Demonstração da capacidade do “by-pass” para substituir as turbinas, na estação húmida (albufeira no NmE_{rega}), com o caudal máximo ecológico ... 69
7.6.2 Cálculo da parcialização do “by-pass”, necessária para fazer passar o seu caudal mínimo com o NPA e com o $NME_{abastecimento}$ 71
7.7 ESTIMATIVA DA PRODUÇÃO DA CENTRAL HIDROELÉTRICA DE PÉ DE BARRAGEM 73
7.8 ANÁLISE DOS REGIMES TRANSITÓRIOS NO CIRCUITO DA CENTRAL 78
7.8.1 Considerações Prévias 78
7.8.2 Condições de Cálculo 78
7.8.3 Modelação Matemática 79
7.8.3.1 Condições de Fronteira 80
7.8.3.2 Perdas de Carga em Regime Permanente 81
7.8.3.3 Celeridade das Ondas Elásticas de Pressão 82
7.8.4 Resultados de Cálculo 83
7.8.5 Conclusões 87

8 DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS DO PARAMENTO DE JUSANTE E DO RECINTO 88
8.1 PERÍODO DE RETORNO E DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO 88
8.2 INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO 88
8.3 CÁLCULO DO CAUDAL 88
8.4 CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM 88
8.5 VERIFICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO 89
8.5.1 Coletores e valetas de secção semicircular 89
8.5.2 Descidas em degraus 90

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1 – Localização das seções de cálculo 3
Tabela 2-2 – Caudais analisados na seção da barragem do Pisão 12
Tabela 2-3 – Resultados do cálculo das curvas de regolfo na seção 18 13
Tabela 3-1 – Definição da classe da barragem 16
Tabela 3-2 – Cheias a adotar no projeto de barragens 17
Tabela 3-3 – Coeficientes de vazão de soleiras em labirinto 21
Tabela 3-4 – Resumo dos resultados obtidos da laminagem das cheias afluentes 27
Tabela 4-1 – Cálculo do “fetch” efetivo da albufeira do Pisão 35
Tabela 4-2 – Sobrelevação do nível da albufeira do Pisão gerada pela maré de vento 36
Tabela 4-3 – Determinação da sobrelevação do nível na albufeira do Pisão causada pelo espraiamento 37
Tabela 4-4 – Ondulação resultante da ação sísmica 38
Tabela 4-5 – Cálculo e cota mínima do coroamento da barragem do Pisão 39
Tabela 5-1 – Curva de vazão do desvio provisório 41
Tabela 5-2 – Curva de regolfo ao longo da galeria de desvio provisório e do canal parabólico que antecede a bacia de dissipação 45
Tabela 6-1 – Coeficientes de contração para diferentes graus de abertura da comporta 50
Tabela 7-1 – Caudais máximos extraídos mensalmente da tomada de água da barragem do Pisão 58
Tabela 7-2 – Produção média mensal de energia na central hidroelétrica da barragem do Pisão 77
Tabela 7-3 – Estimativa do tempo de paragem dos grupos elevatórios 81
Tabela 7-4 – Linha de energia ao longo do circuito hidráulico da tomada de água para o NPA (época húmida) 84
Tabela 7-5 – Linha de energia ao longo do circuito hidráulico da tomada de água para o NPA (época seca) 84
Tabela 8-1– Principais características das descidas de talude em degraus 91
Tabela 8-2– Dimensionamento de coletores pluviais 93

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Planta geral do modelo do GeoHECRAS 4
Figura 2.2 - Localização das seções do modelo do GeoHECRAS 6
Figura 2.3 - Localização das seções 18, 17.3, 17.2, 17.1 e 17 do modelo do GeoHECRAS .. 7
Figura 2.4 – Perfil longitudinal da ribeira de Seda no troço a jusante da barragem 8
Figura 2.5 – Curva de vazão da ribeira na seção do pé da barragem do Pisão 14
Figura 3.1 – Geometria em planta e corte de um descarregador do tipo labirinto..... 19
Figura 3.2 – Curva de vazão do descarregador de cheias 21
Figura 3.3 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 5 anos 22
Figura 3.4 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 10 anos 23
Figura 3.5 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 20 anos 23
Figura 3.6 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 50 anos 24
Figura 3.7 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 100 anos 24
Figura 3.8 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 500 anos 25
Figura 3.9 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 1000 anos 25
Figura 3.10 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 5000 anos 26
Figura 3.11 – Curva de regolfo no canal de descarga para a o caudal de projeto 30
Figura 3.12 – Bacia de dissipação do Tipo II (Fonte: Design of Small Dams) 31
Figura 4.1 – Segmentos de reta utilizados no cálculo do “fetch” efetivo da albufeira..... 35
Figura 5.1 – Curva de vazão do desvio provisório..... 43
Figura 5.2 – Amortecimento da cheia com 50 anos de período de retorno na fase de desvio provisório 44
Figura 6.1 – Vazão de um orifício retangular controlado por uma comporta..... 50
Figura 7.1 – Variação dos caudais turbinados na central hidroelétrica da barragem do Pisão 76
Figura 7.2 – Variação da energia anual produzida na central hidroelétrica da barragem do Pisão 77
Figura 7.3 – Produção média mensal de energia na central hidroelétrica da barragem do Pisão 77
Figura 7.4 – Esquema de cálculo dos regimes transitórios do circuito da tomada de água .. 84
Figura 7.5 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até ao grupo turbina-alternador (Situação 1 com NPA) 85
Figura 7.6 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até ao grupo turbina-alternador (Situação 1 com NME) 85

Figura 7.7 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até à EE Rega (Situação 2 com NPA) 86
Figura 7.8 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até à EE Rega (Situação 2 com NME)..... 86
Figura 8.1 – Grandezas geométricas de escoamentos em secções circulares 89

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 – Cálculo da curva de vazão da barragem do Pisão

Anexo 2 – Cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias

Anexo 3 – Regimes transitórios no circuito de ligação à turbina

1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Concurso Público Internacional 33SCICC2020, a **AQUALOGUS, Engenharia e Ambiente, Lda.** e a **TPF – Consultores de Engenharia e Arquitetura, S.A**, têm a honra de submeter à apreciação da Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo o **Tomo 4 – Dimensionamento Hidráulico. Barragem e Central Hidroelétrica**, referentes aos Estudos de Base da *Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato*.

De acordo com o Caderno de Encargos os estudos e projetos foram divididos nas seguintes quatro componentes:

- Componente A) - Estudos socioeconómicos;
- Componente B) - Estudos das infraestruturas de regularização de caudais;
- Componente C) - Estudo do Aproveitamento Fotovoltaico;
- Componente D) - Estudo de Impacte Ambiental.

Seguindo o definido no Caderno de Encargos, para as 4 componentes, os estudos serão desenvolvidos em duas Fases:

- 1ª Fase – Versão Preliminar dos Estudos e Projetos;
- 2ª Fase – Versão Definitiva dos Estudos e Projetos.

O presente documento, pertencente à 2ª Fase – Versão Definitiva da Componente B) Estudos das infraestruturas de regularização de caudais, e refere-se ao **TOMO 4 – DIMENSIONAMENTO HIDRÁULICO. BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA do VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA.**

No presente Tomo 4 do Volume 1 - Memória Descritiva e Justificativa, apresentam-se, em detalhe, os principais cálculos de dimensionamento hidráulico das obras de segurança e exploração da barragem do Pisão, designadamente:

- Descarregador de cheias.
- Descarga de fundo.
- Complexo da tomada de água e respetivas ramificações a jusante.
- Central hidroelétrica.

No Tomo 1 - Memória Geral – deste mesmo estudo final, encontram-se devidamente descritas e justificadas todas as soluções que foram adotadas na conceção das obras. Assim sendo, encontram-se referidos no dito Tomo os resultados dos cálculos hidráulicos que foram realizados, sempre que os mesmos se revelam pertinentes para uma boa compreensão e justificação das soluções adotadas.

No entanto, evitou-se fazer no Tomo 1 uma descrição excessivamente detalhada dos cálculos realizados, uma vez que o objetivo da Memória Geral é o de permitir uma apreensão rápida e clara dos aspetos gerais e essenciais das obras.

Considerou-se, porém, que, para permitir uma consulta mais aprofundada, deveriam ficar registados os detalhes dos cálculos hidráulicos realizados, sendo esse o objetivo do presente Tomo 4.

Para evitar repetir descrições das obras já feitas na Memória Geral, o texto que se segue reporta-se-lhe algumas vezes, partindo daí para explicações mais detalhadas, ilustradas com quadros e figuras.

Para além desta introdução, o presente Tomo contém os seguintes capítulos:

- Capítulo 2, que engloba o estudo da curva de vazão da ribeira de Seda, na seção imediatamente a jusante da prevista para a barragem do Pisão. Esta informação é essencial para o dimensionamento do descarregador de cheias, descarga de fundo e desvio provisório da ribeira.
- Capítulo 3, que descreve o dimensionamento hidráulico do descarregador de cheias.
- Capítulo 4, que apresenta o cálculo da folga e respetiva definição da cota de coroamento da barragem.
- Capítulo 5, que descreve o dimensionamento hidráulico do desvio provisório da ribeira.
- Capítulo 6, que descreve o dimensionamento hidráulico da descarga de fundo.
- Capítulo 7, que descreve o dimensionamento hidráulico da tomada de água, complexo de ramificações a jusante, bem como da Central Hidroelétrica.
- Finalmente, o Capítulo 8 descreve o dimensionamento hidráulico da drenagem pluvial do paramento de jusante da barragem, bem como do recinto.

2 ESTUDO DA CURVA DE VAZÃO NA RIBEIRA DE SEDA

O cálculo da curva de vazão da ribeira de Seda no pé da barragem do Pisão foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático GeoHECRAS, tendo-se determinado os níveis da água correspondentes aos caudais de ponta de cheia associados a vários períodos de retorno estimados na seção imediatamente a jusante da barragem (considerando o amortecimento dos caudais de cheia na albufeira do Pisão), através do cálculo de curvas de regolfo.

Para o efeito, construiu-se um modelo topológico do leito da ribeira da Seda, do troço a jusante da barragem, com uma extensão aproximada de 3.998 m, constituído por 32 seções de cálculo, ficando a seção mais de montante do modelo localizada imediatamente a jusante da barragem, na confluência do descarregador de cheias e da descarga de fundo, e a seção mais de jusante localizada cerca de 80 m a jusante de um açude existente junto ao Monte do Chocanal.

Na Figura 2.1 é apresentada uma planta geral do modelo, apresentando-se a localização da barragem, na rib.ª da Seda, a sudeste do Crato, e do troço analisado. Na Figura 2.2 apresenta-se a localização das seções de cálculo, sendo a sua distância quilométrica à seção de montante indicada na Tabela 2-1.

Na Figura 2.3 apresentam-se, a uma escala maior, as seções mais próximas da barragem.

Tabela 2-1 – Localização das seções de cálculo

Seção	Distância à seção de montante (m)	Seção	Distância à seção de montante (m)	Seção	Distância à seção de montante (m)
18	0,00	12.1	1491,60	4	3446,22
17.3	32,46	12	1539,21	3	3566,10
17.2	119,69	11.1	1745,60	2	3808,47
17.1	198,58	11	1799,44	1	3817,80
17	248,30	10.1	1939,88	0.5	3918,30
16	498,50	10	2058,83	0.4	3918,80
15	753,86	9	2313,10	0.3	3922,30
14.2	851,46	8	2564,19	0.2	3922,80
14.1	885,63	7	2816,38	0.1	3936,30
14	1005,32	6	3066,70	0	3998,21
13	1267,24	5	3316,70		

Na Figura 2.4 apresenta-se o perfil longitudinal do leito da ribeira de Seda, no troço modelado.

No modelo introduziu-se:

- uma ponte entre as seções 1 e 2, correspondendo a uma ponte romana existente, a qual, de acordo com as características dos seus vãos, constitui uma obstrução ao escoamento (ver Fotografia 2.1);
- o açude existente junto ao monte do Chocanal, através das seções 0.2 e 0.5 (ver Fotografia 2.2).

De referir que quer a ponte do IC13, quer a ponte da EN245, que atravessam o leito da ribeira da Seda junto à seção 9 e à seção 4, respetivamente, não foram introduzidas, por não configurarem uma obstrução significativa ao escoamento.

Neste modelo o terreno foi gerado com base nos levantamentos topográficos do leito da ribeira de Seda realizados no âmbito do presente estudo.

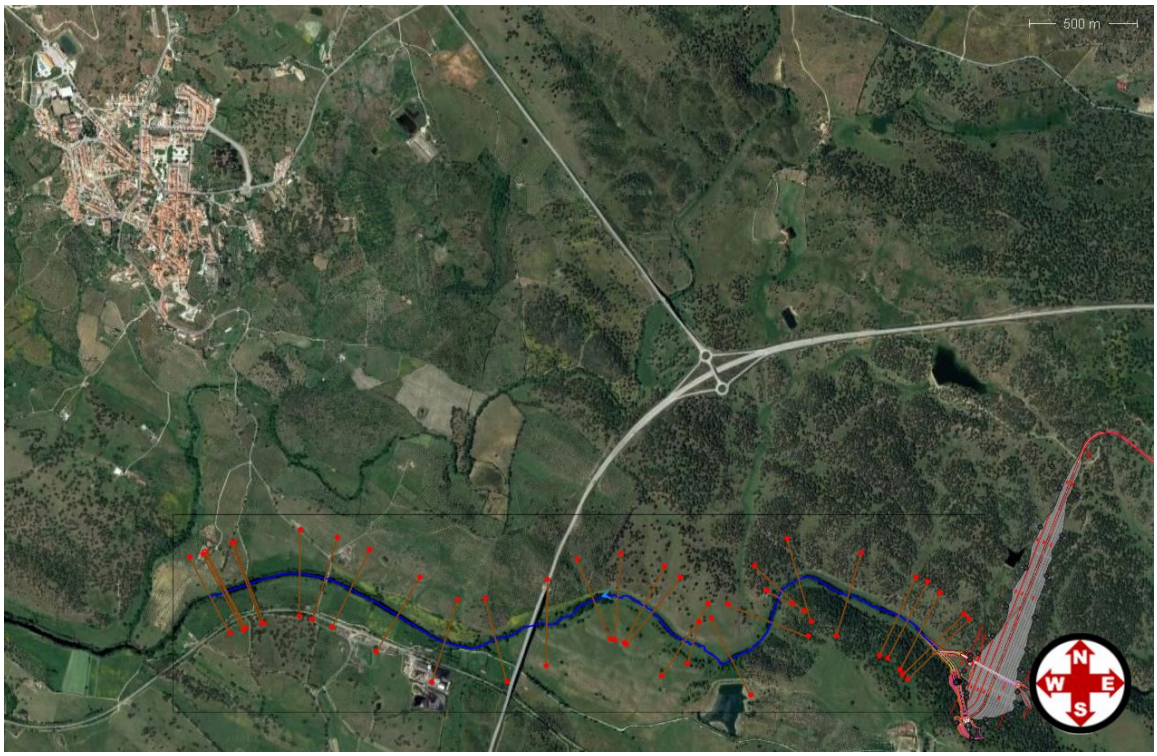
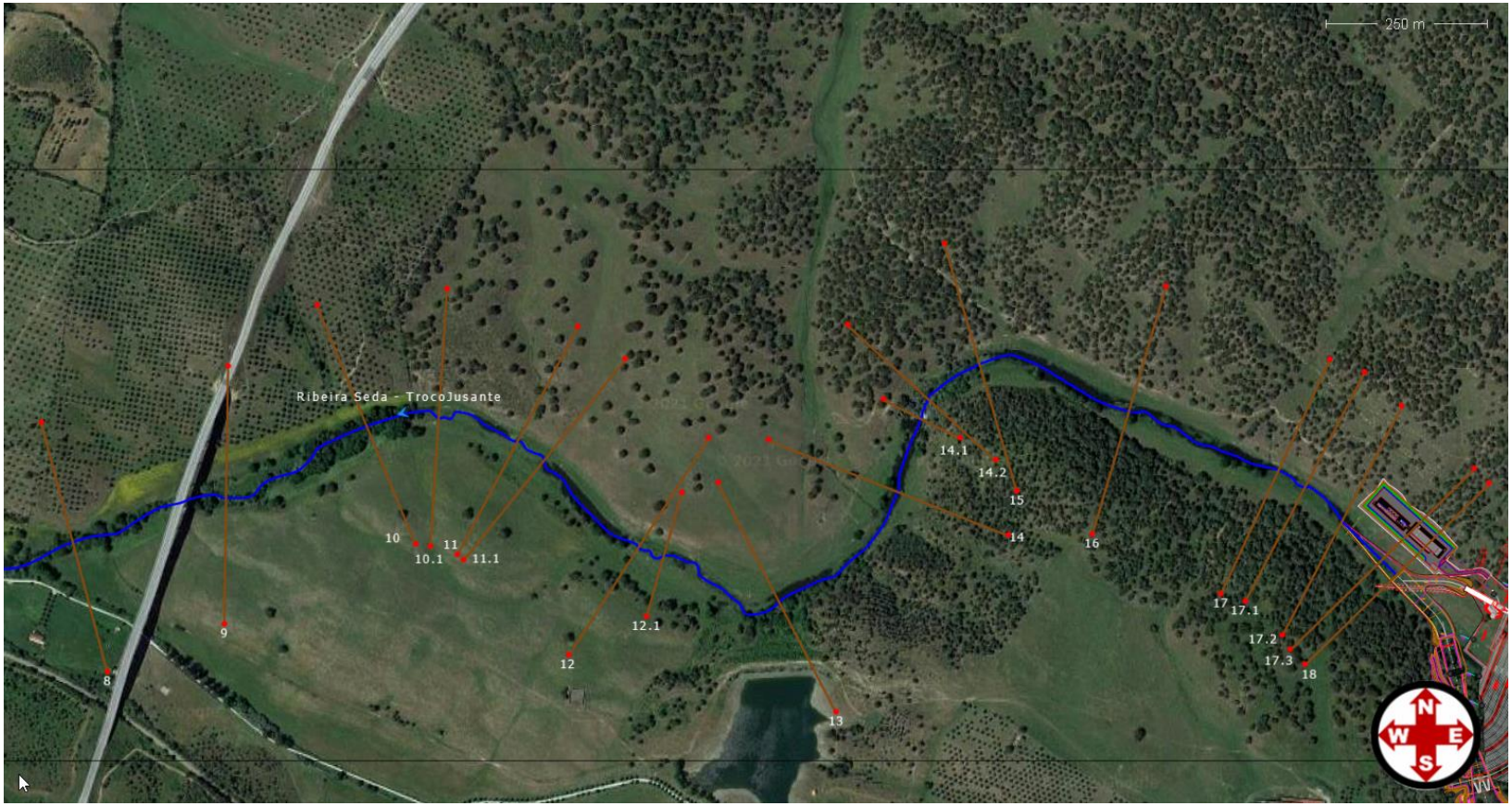


Figura 2.1 - Planta geral do modelo do GeoHECRAS


250 m
Ribeira Seda - TrocoJusante
8
9
10
10.1
11
11.1
12
12.1
13
14
14.1
14.2
15
16
17
17.1
17.2
17.3
18
N
W
E
S

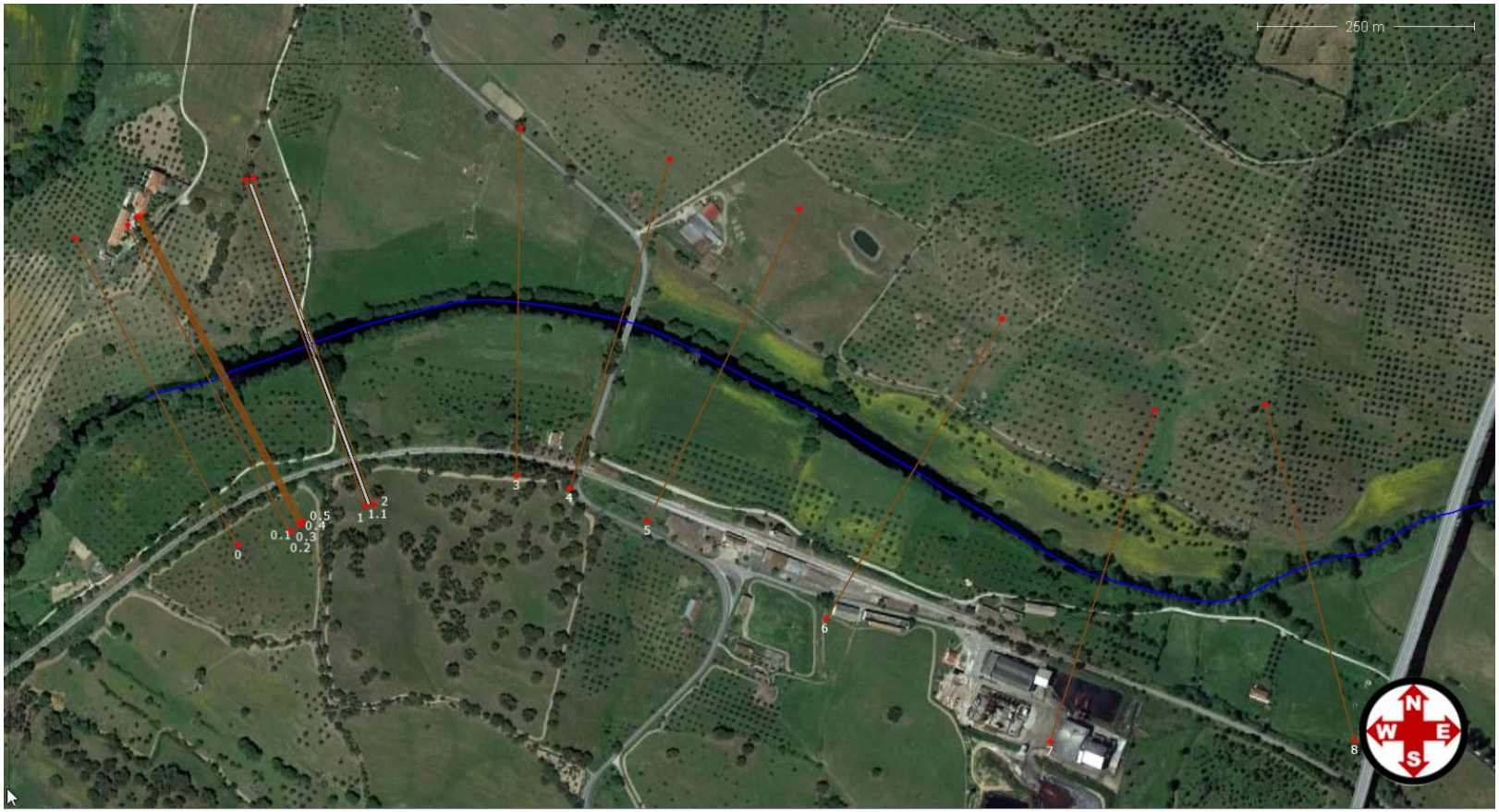


Figura 2.2 - Localização das seções do modelo do GeoHECRAS

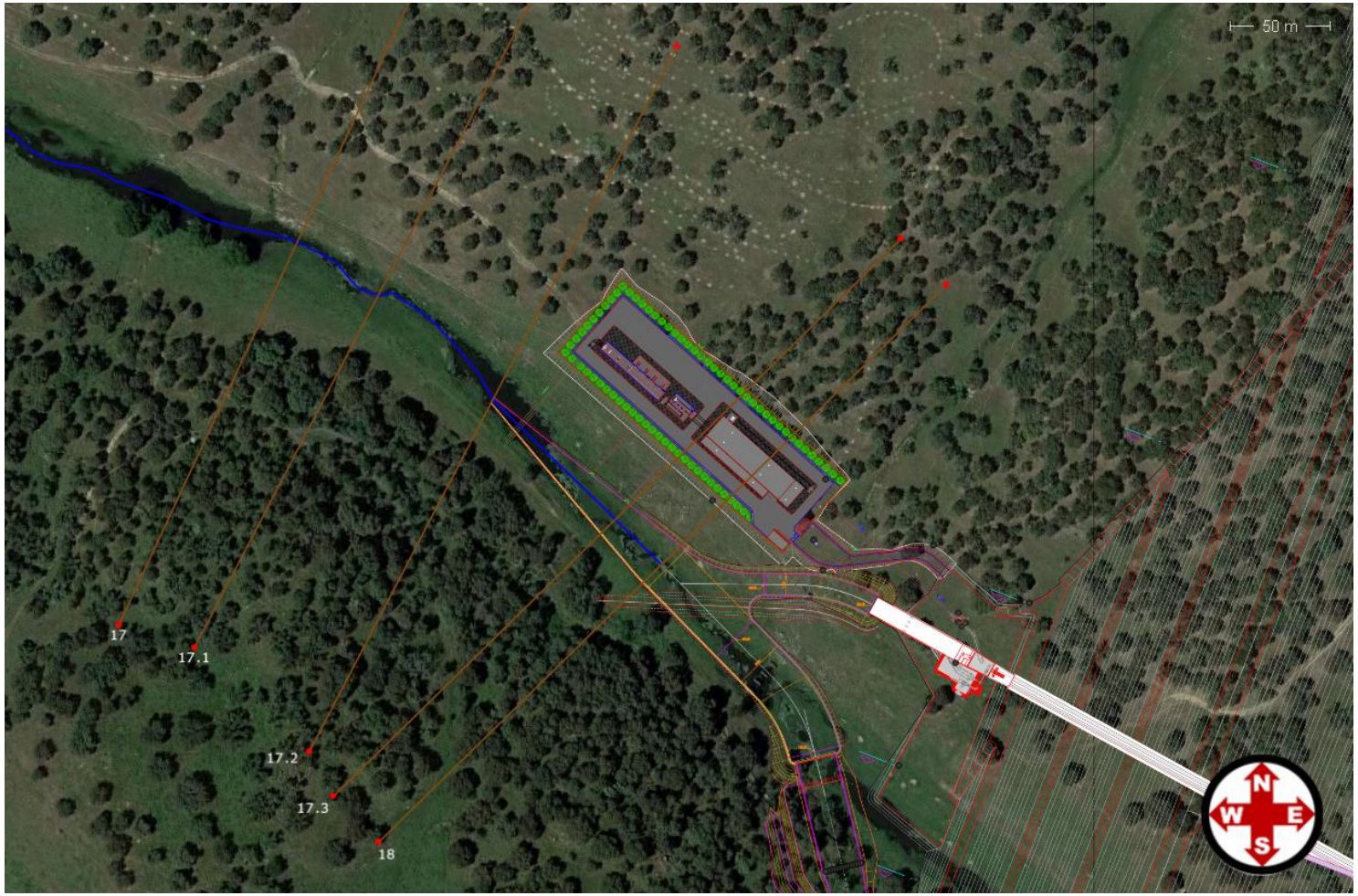


Figura 2.3 - Localização das seções 18, 17.3, 17.2, 17.1 e 17 do modelo do GeoHECRAS

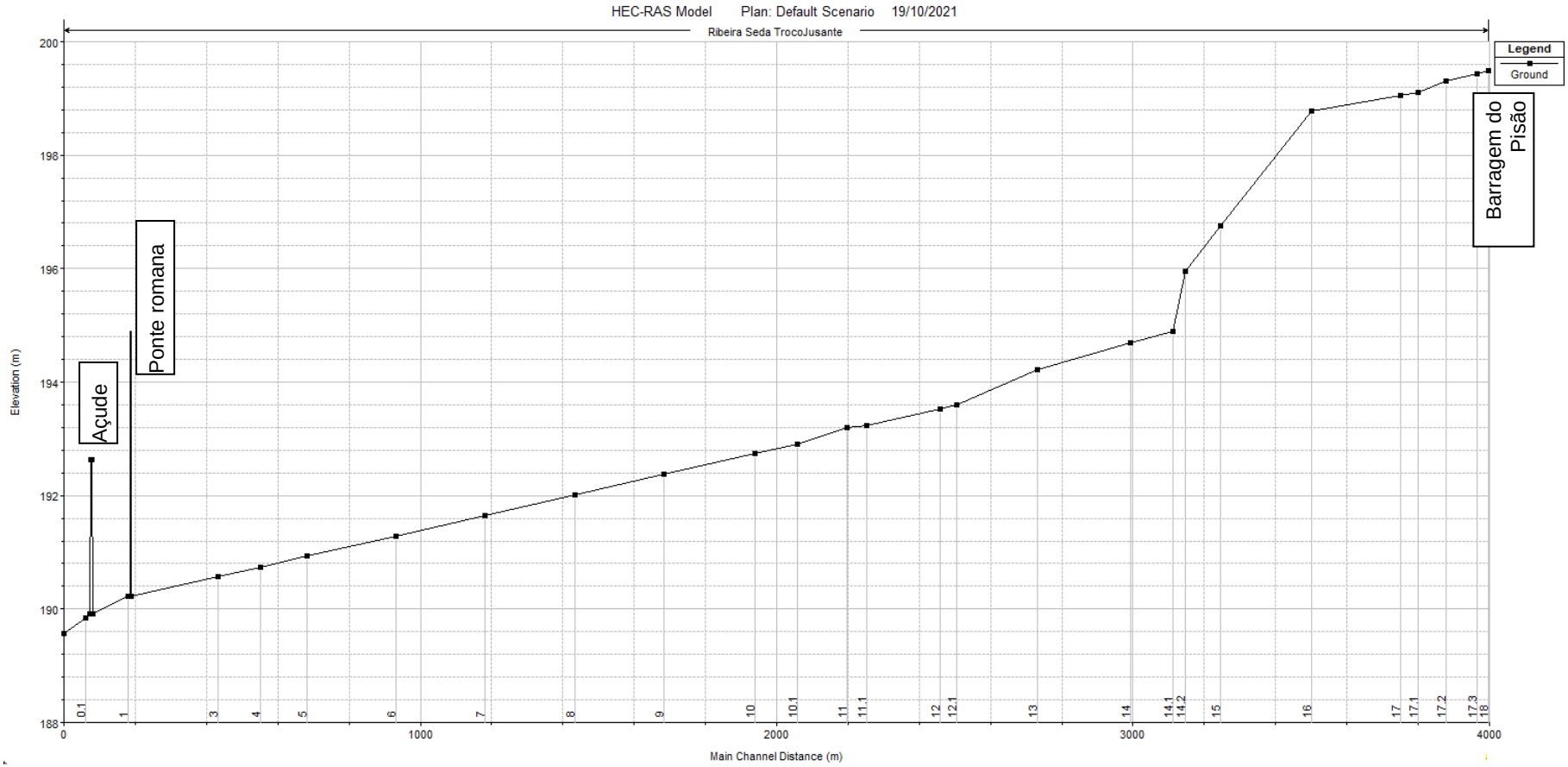
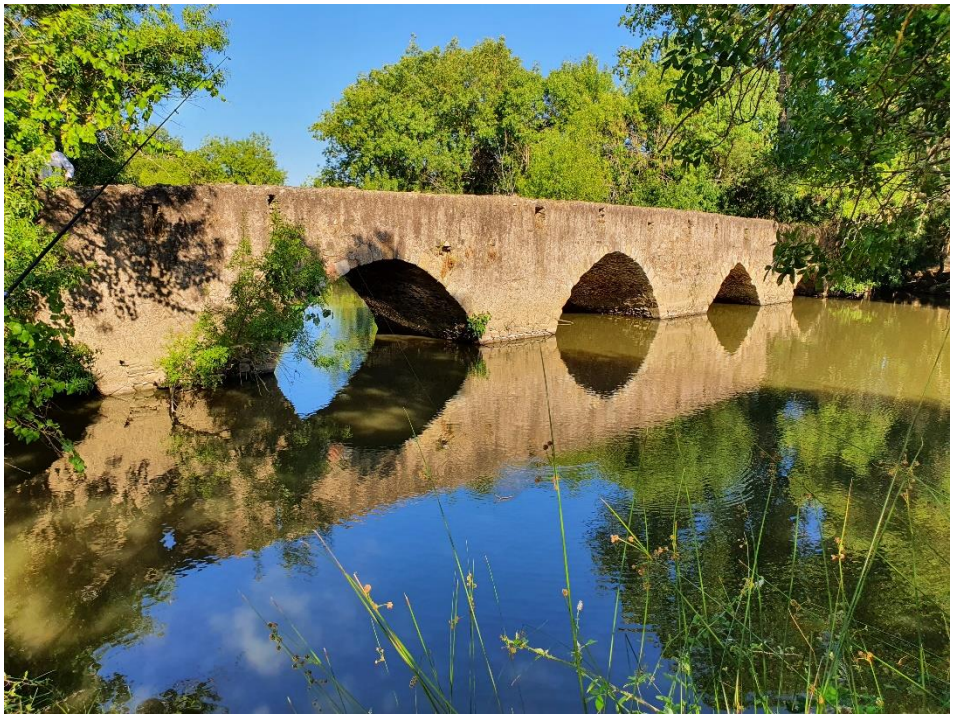


Figura 2.4 – Perfil longitudinal da ribeira de Seda no troço a jusante da barragem



Fotografia 2.1 – Ponte romana existente entre as seções 2 e 1

Fotografia 2.2 – Açude existente junto ao Monte do Chocanal

Para se caracterizar a rugosidade do leito de cheias, tendo em conta as características do leito da ribeira de Seda que foram observadas nas visitas de campo, nomeadamente tratando-se de um leito natural, com alguns troços sinuosos, sendo as margens cobertas com

vegetação rasteira a média, que as fotografias seguintes permitem ilustrar, adotou-se o valor de K=30 $m^{1/3}s^{-1}$ para o coeficiente de Strickler.

Fotografia 2.3 - Leito da Ribeira de Seda no troço a jusante da barragem do Pisão

Na Tabela 2-2 indicam-se os caudais que foram analisados, para os quais foram calculadas as curvas de regolfo. De notar que nesta análise, considerou-se o amortecimento das cheias na albufeira do Pisão, correspondendo assim os caudais apresentados aos caudais de ponta dos hidrogramas efluentes da barragem (hidrogramas amortecidos), para os diferentes períodos de retorno (cujo cálculo é apresentado na Seção 3.4).

Tabela 2-2 – Caudais analisados na seção da barragem do Pisão

Caudal (m^3/s)	Período de retorno, T (anos)	Observações
10		
20		
30		
40		
60	5	
82	10	
146	20	
184	50	
231		dimens. do desvio provisório
256	100	
317	500	
338	1000	
394	5000	dimens. do desc. cheias

O cálculo das curvas de regolfo foi efetuado em regime permanente, adotando-se o regime lento e considerando como condição fronteira na seção de jusante a altura uniforme do escoamento.

No Anexo 1 apresentam-se os resultados do cálculo das curvas de regolfo no leito da ribeira de Seda no troço a jusante da barragem para os vários caudais indicados no Tabela 2-2.

O resumo dos resultados do cálculo das curvas de regolfo na seção imediatamente a jusante da barragem do Pisão, localizada no pé da barragem do Pisão (seção 18), são apresentados na Tabela 2-3.

Tabela 2-3 – Resultados do cálculo das curvas de regolfo na seção 18

Caudal (m^3/s)	Cota do rasto (-)	Nível da água (-)	Nível do regime crítico (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocidade escoamento (m/s)	Área escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nº de Froude
10	199,49	200,34	199,74	200,35	0,42	23,58	29,04	0,15
20	199,49	200,63	199,88	200,65	0,62	32,25	31,48	0,20
30	199,49	200,85	200,00	200,88	0,76	39,33	33,35	0,22
40	199,49	201,04	200,1	201,08	0,87	45,76	35,12	0,24
60	199,49	201,36	200,29	201,41	1,04	57,67	39,32	0,27
82	199,49	201,64	200,47	201,71	1,18	69,50	43,13	0,30
146	199,49	202,26	200,92	202,37	1,45	100,36	55,68	0,35
184	199,49	202,55	201,16	202,68	1,57	116,96	60,30	0,36
231	199,49	202,86	201,42	203,00	1,70	136,22	65,35	0,38
256	199,49	203,00	201,54	203,16	1,75	146,04	67,81	0,38
317	199,49	203,35	201,85	203,53	1,85	171,37	77,05	0,40
338	199,49	203,45	201,94	203,63	1,89	179,22	79,67	0,40
392	199,49	203,69	202,15	203,89	1,97	199,18	85,96	0,41

Da análise dos resultados observa-se o seguinte:

- para os caudais analisados, acima de 10 m^3/s, o escoamento na seção 18 ocorre sempre em regime lento;
- na cheia centenária (caudal de 256 m^3/s) o nível da água na seção 18 situa-se à cota 203,00, sendo a velocidade do escoamento de 1,75 m/s;
- na cheia de 500 anos (caudal de 317 m^3/s) o nível da água na seção 18 situa-se à cota 203,35, sendo a velocidade do escoamento de 1,85 m/s;
- na cheia milenar (caudal de 338 m^3/s) o nível da água na seção 18 situa-se à cota 203,45, sendo a velocidade do escoamento de 1,89 m/s;
- na cheia de 5000 anos (caudal de 392 m^3/s) o nível da água na seção 18 situa-se à cota 203,69, sendo a velocidade do escoamento de 1,97 m/s.

Utilizando-se os valores do caudal da primeira coluna e do nível da água da terceira coluna da Tabela 2-3 construiu-se a curva de vazão apresentada na Figura 2.5.

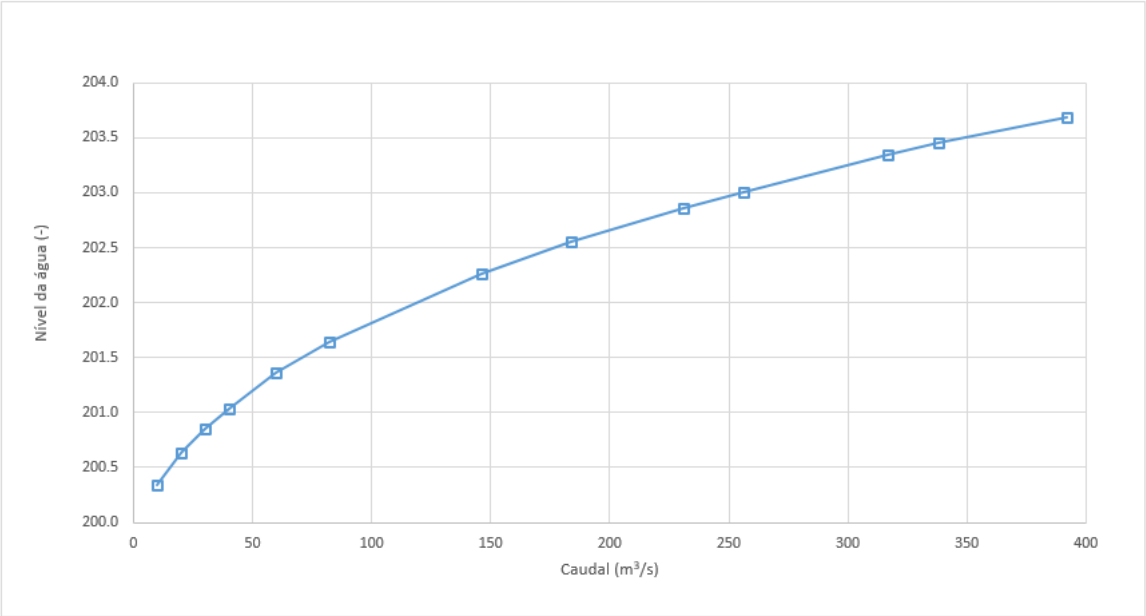


Figura 2.5 – Curva de vazão da ribeira na seção do pé da barragem do Pisão

3 DESCARREGADOR DE CHEIAS

3.1 CLASSIFICAÇÃO DE SEGURANÇA DA BARRAGEM

O Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, 2007) define que as barragens devem agrupar-se em função dos danos potenciais a elas associados e pelas alterações efetuadas no DL nº21/2018.

São consideradas 3 classes de barragens, definidas em função da ocupação humana (expressa em termos de residentes) e dos bens económicos e ambientais existentes na região do vale a jusante, nomeadamente, por ordem decrescente da gravidade dos danos:

- Classe I: residentes em número igual ou superior a 25.
- Classe II: residentes em número inferior a 25, ou infraestruturas e instalações importantes, ou bens ambientais de grande valor e dificilmente recuperáveis, ou existência de instalações de produção ou de armazenagem de substâncias perigosas.
- Classe III: as restantes barragens.

Assim, de acordo com a proposta de alteração, classificam-se as barragens em função da perigosidade e dos danos potenciais associados à onda de inundação correspondente ao cenário mais desfavorável (ver Tabela 3.1).

A perigosidade da barragem deve ser caracterizada pelo parâmetro:

$$X = H_{barr}^2 \sqrt{V_{alb}}$$

Sendo H_{barr} a altura da barragem em metros e V_{alb} a capacidade total da albufeira em hm^3.

Os danos potenciais devem ser avaliados na região do vale a jusante da barragem onde a onda de inundação pode afetar a população, os bens e o ambiente:

- A população será avaliada em função do número de edificações fixas com carácter residencial permanente (Y).
- Os danos potenciais serão avaliados tendo em consideração a existência de infraestruturas, instalações e bens ambientais importantes.

Tabela 3-1 – Definição da classe da barragem

Classe	Perigosidade da barragem e danos potenciais
I	Y ≥ 10 e X ≥ 1000
II	Y ≥ 10 e X < 1000 ou 0 < Y <10 independentemente do valor de X ou Existência de infraestruturas, instalações e bens ambientais importantes
III	Y = 0 independentemente do valor de X

Para o presente projeto o valor de X é de 31.433 (X ≥ 1000), pelo que a barragem é classificada da **CLASSE I.** A avaliação do número de edificações fixas com carácter residencial permanente no vale a jusante (Y) é avaliada e apresentada no Tomo 1 do Volume 2 – Estudos Complementares de Segurança.

3.2 SELEÇÃO DA CHEIA DE PROJETO

A seleção da cheia de projeto, isto é, do período de retorno associado a essa cheia, é fundamental para o correto dimensionamento do descarregador de cheias, de forma a não colocar em perigo a barragem.

O período de retorno da cheia de projeto a adotar é função da altura barragem, do tipo de material utilizado na mesma e da classe de perigosidade, conforme definido no parágrafo anterior.

De acordo com o documento de apoio técnico ao RSB, elaborado pela Comissão de Regulamentos de Barragens para a Agência Portuguesa do Ambiente (2008-2016), a seleção do período de retorno mínimo a adotar encontra-se no Anexo I do referido documento, e que se passa a transcrever na seguinte Tabela.

Tabela 3-2 – Cheias a adotar no projeto de barragens

Tipo de barragem e altura h (m)		Período de retorno da cheia de projeto (anos)	
Betão em enrocamento com laje a montante	**Aterro**	**Classes I e II**	**Classe III**
h ≥ 100	h ≥ 50	5000	2000
100 > h ≥ 100	50 > h ≥ 15	2000	1000
50 > h ≥ 15	15 > h	1000	500
15 > h	-	500	100

Como se pode observar da tabela anterior, a cheia de projeto a adotar para o descarregador de cheias da barragem do Pisão será a com um período de retorno de 5000 anos.

A cheia de verificação adotada corresponderá à cheia de projeto majorada pelo fator de 1,20.

Para se ter em conta o efeito do eventual agravamento dos caudais de ponta de cheia, devido ao fenómeno das Alterações Climáticas, considerou-se uma majoração de 6% nos hidrogramas afluentes. Este valor é baseado na análise efetuada e apresentada no Capítulo 3 do Tomo 2.

3.3 SOLUÇÃO ADOTADA

A solução para a descarga de emergência preconizada para a Barragem do Pisão encontra-se representada no Volume 3 (ver Desenhos da série 2210).

A seção assimétrica do vale de inserção da barragem, com a margem direita bastante mais suave do que a esquerda, condicionou a implantação do descarregador de cheias ao encontro esquerdo da barragem onde aflora o maciço gnaissico.

Tal como já referido no Estudo Preliminar, a ponderação e análise de soluções alternativas para o descarregador de cheias beneficiou de análises realizadas em estudos anteriores, permitindo assim a seleção da solução técnica e económica mais adequada e já devidamente fundamentada.

Assim, adotou-se um descarregador de cheias em canal a céu aberto, de betão, que apresenta como principais benefícios a facilidade de construção e, sobretudo, a facilidade de inspeção, atividade reconhecidamente das mais importantes para a deteção de deteriorações e/ou comportamentos anómalos das estruturas.

No que se refere à implantação do canal procurou-se garantir boas condições de entrada e de restituição e reduzir o desenvolvimento do canal, intercetando as curvas de nível de forma tão perpendicular quanto possível, de forma a minimizar os volumes de escavação e betão necessários.

Relativamente à soleira descarregadora, optou-se por uma solução em labirinto, conforme já justificado ser a melhor solução técnico-económica e apresentada no estudo preliminar. A solução de um descarregador em labirinto apresenta as seguintes principais vantagens:

- Permite ter uma largura inferior do canal sem diminuir a largura efetiva de descarga devido à sua geometria.
- Funcionamento livre sem comportas, sem dependência da operação de equipamentos hidromecânicos e respetivos automatismos, permitindo eliminar muitos dos riscos resultantes do mau funcionamento das comportas durante períodos de cheias (encravamento, falha de energia, etc.), reduzindo significativamente os riscos de galgamento e potencial rotura da barragem.
- A não instalação de comportas elimina os riscos de abertura intempestiva (atribuível a falhas humanas ou de equipamento), a qual pode igualmente provocar situações perigosas para as populações a jusante.

É a seguinte constituição das principais obras que compõem o descarregador de cheias:

- Soleira descarregadora livre com perfil em labirinto de betão armado, com crista à cota 248,00 (NPA da albufeira) e um comprimento nominal próximo de 96 m.
- Troço de canal de descarga retangular convergente, com largura variável de 22,50 m a 12,00 m e com 42,00 m de extensão.
- Troço de canal de descarga retangular, com largura constante de 12,00 m e extensão de 88,00 m.
- Troço de canal de descarga retangular divergente, com largura variável de 12,00 m a 20,00 m e com 37,00 m de extensão.
- Bacia de dissipação de energia por ressalto hidráulico, do tipo II do BUREC, em betão armado, com 20,00 m de largura e 45,00 m de comprimento.
- Canal de restituição em secção trapezoidal, escavado no terreno natural, com 26,00 m de largura de base e cerca de 200 m de extensão, fundo revestido com enrocamento, com declive longitudinal ascendente de 1,41% e margens estabilizadas com muros de gabiões, onde conflui no canal proveniente da descarga de fundo e linha de água a jusante.

3.4 CURVA DE VAZÃO. AMORTECIMENTO DOS HIDROGRAMAS DE CHEIAS

3.4.1 Tipo de soleira

Tal como referido, a soleira descarregadora a adotar será do tipo labirinto, que apresenta uma crista poligonal, permitindo um desenvolvimento da crista bastante superior à largura do canal onde está inserida.

Para permitir o arejamento da face inferior da veia líquida, e evitar assim a adesão da veia líquida à face de jusante da parede, ou uma indesejável instabilidade da veia líquida, que causaria vibrações, colocam-se condutas de arejamento na soleira em labirinto (ver Seção 3.5).

A geometria típica de um descarregador em labirinto apresenta-se na seguinte figura.

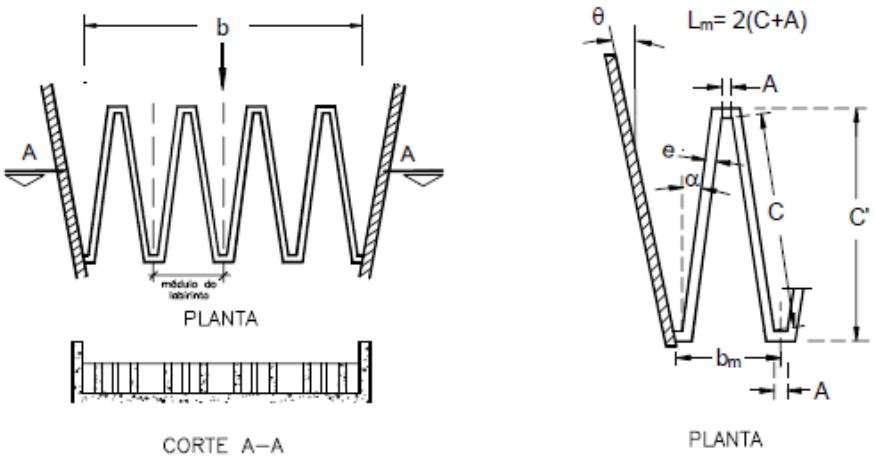


Figura 3.1 – Geometria em planta e corte de um descarregador do tipo labirinto

Para o presente estudo adotaram-se as seguintes principais grandezas:

- b = 25,50 m
- C' = 22,00 m
- A = 1,50 m
- e = 0,60 m
- α = 10º

Fixou-se assim um comprimento total da crista do descarregador de L=96 m, que será utilizado para o amortecimento das ondas de cheia afluentes e para a definição do NMC da albufeira, conforme se verá no próximo ponto.

3.4.2 Definição do NMC. Amortecimento das ondas de cheia afluentes

O estudo do amortecimento da onda de cheia envolve a definição da curva de volumes armazenados na albufeira e da curva de vazão do descarregador de cheias. Tal como referido no ponto anterior, preconizou-se um descarregador de cheias sem comportas, ou seja, com descarga livre não controlada.

A lei de vazão do descarregador do tipo labirinto é dada pela expressão:

$$Q = \frac{2}{3} C_l L \sqrt{2g} H^{3/2}$$

Em que:

- Q – caudal descarregado (m^3/s);
- C_l – coeficiente de vazão (-);
- L – comprimento da crista da soleira (m);
- H - carga de funcionamento, definida pela diferença entre os níveis da água a montante e da crista (m).

A largura, L, do descarregador foi definida por forma a que a descarga do caudal de ponta da cheia efluente ocorresse com a carga H/P inferior a 0,90 m.

O coeficiente de vazão foi estimado de acordo com a fórmula de Tullis et al. (1995), dada por:

$$C_l = a + b\left(\frac{H}{P}\right) + c\left(\frac{H}{P}\right)^2 + d\left(\frac{H}{P}\right)^3 + f\left(\frac{H}{P}\right)^4$$

Em que os parâmetros a, b, c, d e f são definidos em função do ângulo α (ver Tabela seguinte). H é a carga sobre a soleira e P representa a diferença de cotas entre a crista do descarregador e a soleira a montante (3,50 m).

Estes parâmetros foram determinados experimentalmente para as seguintes condições que foram respeitadas no projeto:

- $e \leq A \leq 2e$
- $H/P < 0{,}90$
- $e \approx P/6$

Tabela 3-3 – Coeficientes de vazão de soleiras em labirinto

α (°)	a	b	c	d	e
6	0,49	-0,24	-1,20	2,17	-1,03
8	0,49	1,08	-5,27	6,79	-2,83
12	0,49	1,06	-4,43	5,18	-1,97
15	0,49	1,00	-3,57	3,82	-1,38
18	0,49	1,32	-4,13	4,24	-1,50
25	0,49	1,51	-3,83	3,40	-1,05
35	0,49	1,69	-4,05	3,62,	-1,10

Na figura seguinte apresenta-se a curva de vazão obtida para o descarregador de cheias.

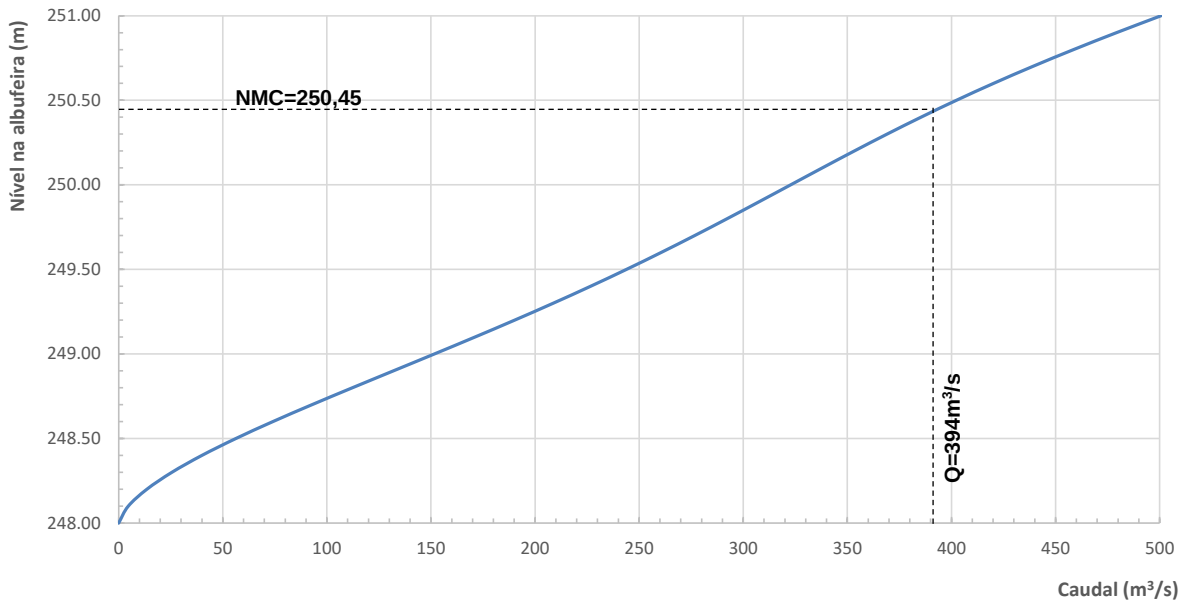


Figura 3.2 – Curva de vazão do descarregador de cheias

No cálculo da onda de cheia amortecida utilizou-se a seguinte equação às diferenças finitas e considerou-se que o erro admissível na determinação do caudal efluente ou descarregado em cada instante de cálculo não podia exceder 0,01 m^3/s:

$$V_{i+1} = V_i + \left(\frac{Qa_i + Qa_{i+1}}{2} - \frac{Qe_e + Qe_{i+1}}{2}\right).\Delta t$$

Na equação anterior i e i+1 representam dois instantes consecutivos de cálculo desfasados do passo de cálculo Δt, Q_a e Q_e, respetivamente, os caudais afluente e efluente no instante indicado pelo índice e V, o volume armazenado na albufeira acima do NPA, também naquele

instante. Considerou-se um passo de cálculo Δt de 60 min, de modo a evitar erros de aproximação excessivos.

Procedeu-se então à determinação dos hidrogramas das ondas de cheia amortecidas pela albufeira correspondente aos hidrogramas afluentes para os períodos de retorno de 5, 10, 20, 50, 100, 500, 1000 e 5000 anos, calculados e apresentados no Tomo 1.

A curva de cotas-volumes armazenados na albufeira utilizada na modelação hidráulica é a apresentada também no Tomo 1.

Do estudo do amortecimento das ondas de cheia na albufeira resulta o caudal de ponta de cheia efluente através do descarregador e o nível máximo atingido na albufeira que definirá o NMC.

Considera-se que a crista da soleira descarregadora se situa à cota do nível de pleno armazenamento da albufeira, NPA, e que no instante inicial a superfície da água na albufeira se encontra à cota do NPA (248,00).

Apresentam-se, nas figuras seguintes, a simulação hidráulica dos hidrogramas afluentes e efluentes, dos volumes armazenados na albufeira acima do NPA e das correspondentes cotas da superfície livre, para os diversos períodos de retorno considerados.

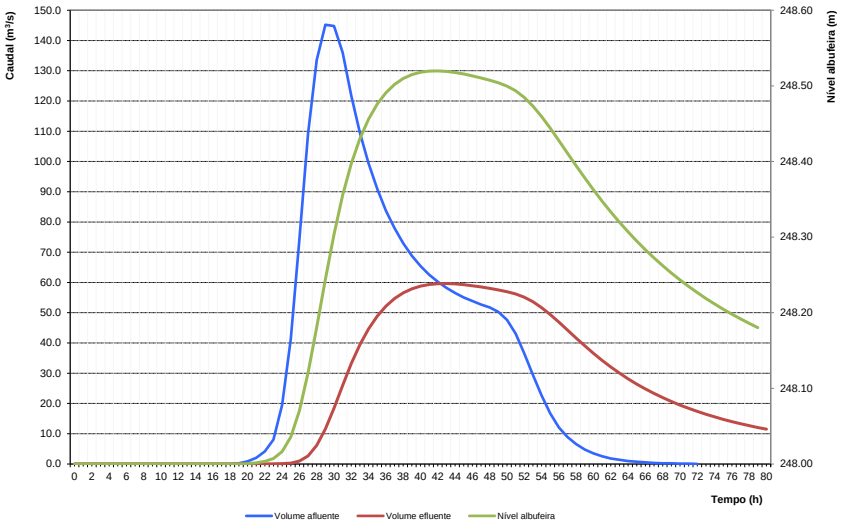


Figura 3.3 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 5 anos

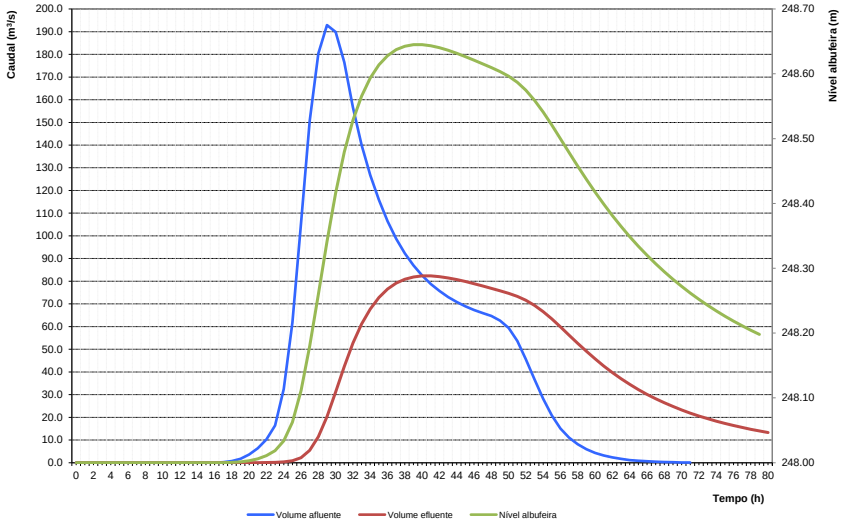


Figura 3.4 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 10 anos

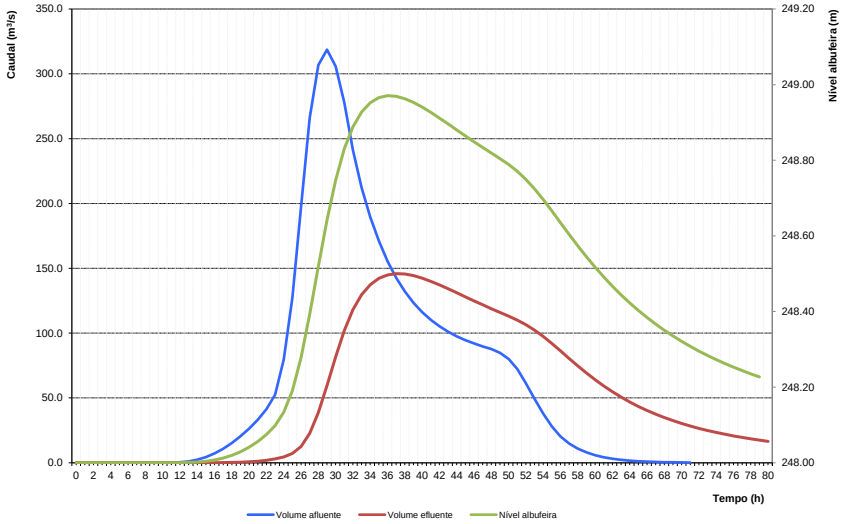


Figura 3.5 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 20 anos

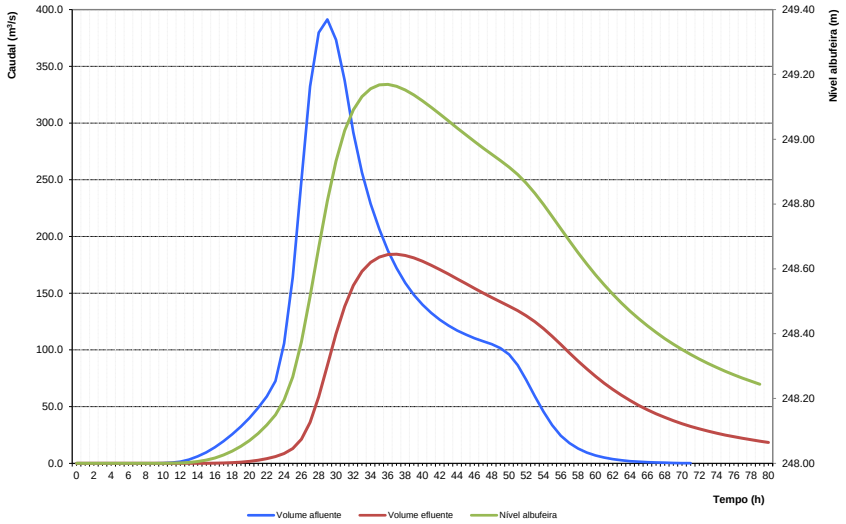


Figura 3.6 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 50 anos

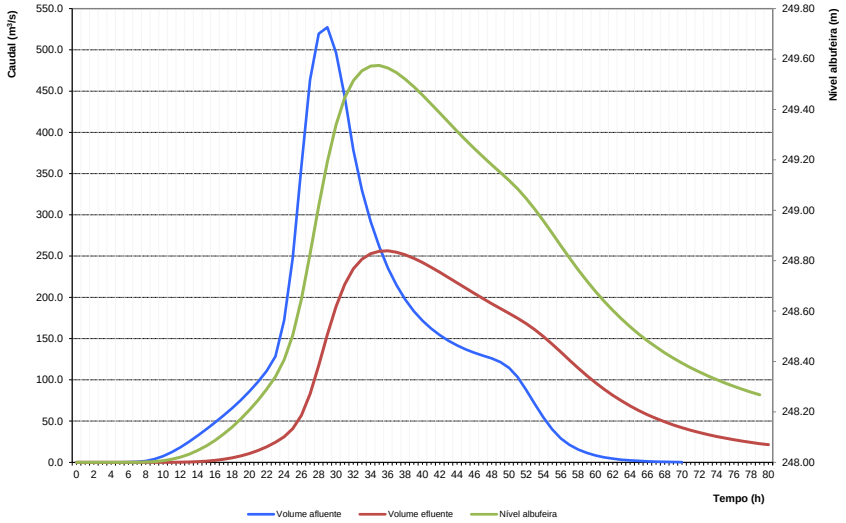


Figura 3.7 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 100 anos

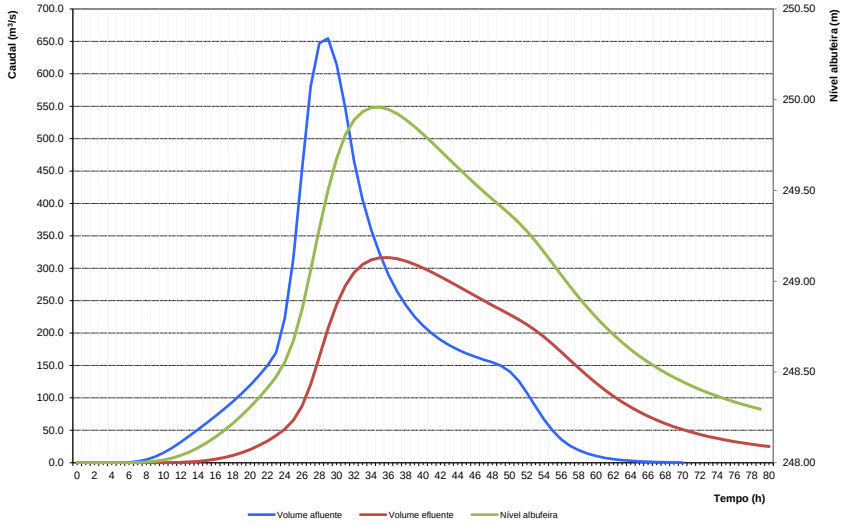


Figura 3.8 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 500 anos

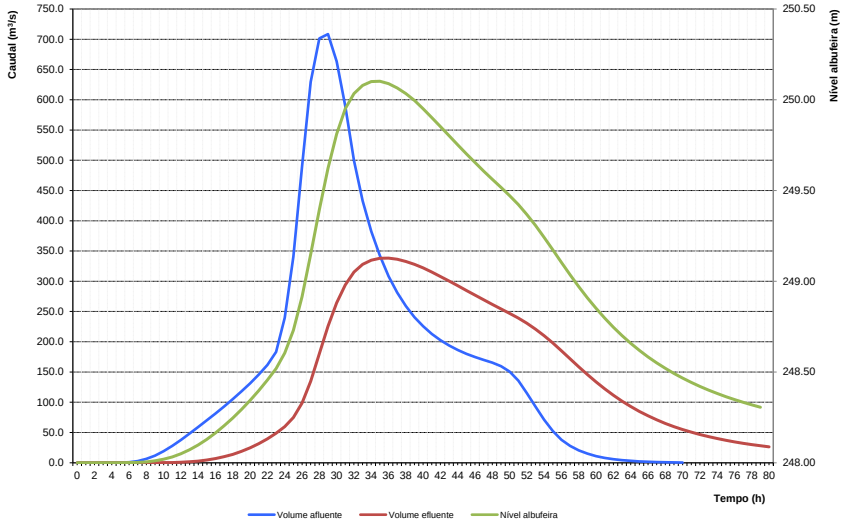


Figura 3.9 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 1000 anos

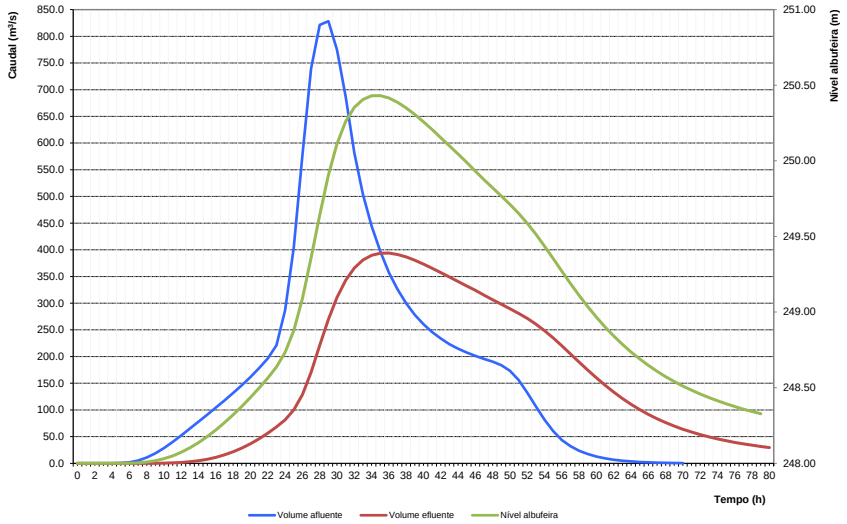


Figura 3.10 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para o período de retorno de 5000 anos

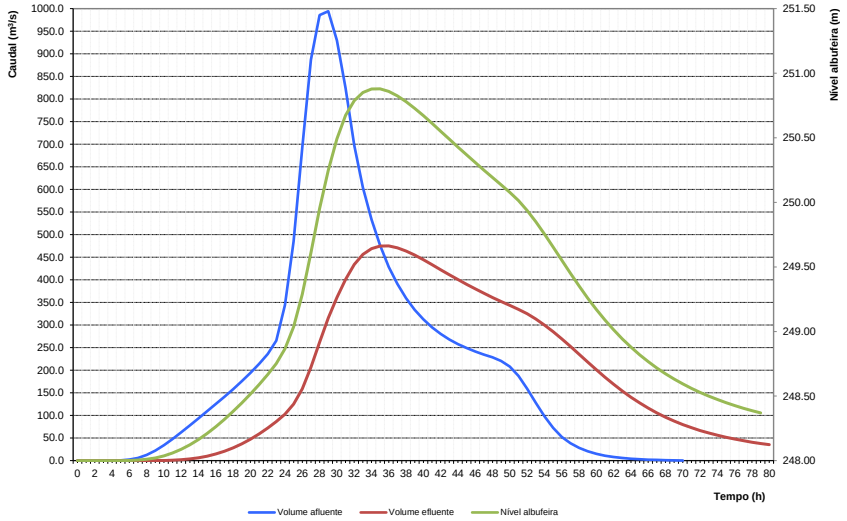


Figura 3.11 – Hidrogramas de cheia afluente e efluente através do descarregador para a cheia de verificação (1,2 x T = 5000 anos)

Na Tabela seguinte apresenta-se um resumo dos resultados obtidos da laminagem das cheias.

Tabela 3-4 – Resumo dos resultados obtidos da laminagem das cheias afluentes

Período de retorno (anos):	5	10	20	50	100	500	1000	5000	Verificação
Caudal máx afluente (m^3/s)	145	193	319	391	527	655	709	828	994
Caudal máx efluente (m^3/s)	60	82	146	184	256	317	338	394	475
Coeficiente amortecimento	41,1%	42,7%	45,8%	47,1%	48,6%	48,4%	47,7%	47,6%	47,8%
Nível máximo na albufeira (m)	248,52	248,65	248,97	249,17	249,57	249,96	250,10	250,43	250,88

Verifica-se que, para o caudal máximo descarregado, correspondente à afluência da cheia natural de projeto (Q_p = 828 m^3/s, T = 5000 anos), o caudal efluente máximo é de 394 m^3/s, sendo que o nível máximo atingido na albufeira é de 250,43. Deste modo, fixou-se o NMC da barragem à cota 250,45.

Para a cheia de verificação (1,2 x T=5000 anos), o caudal máximo afluente é de 994 m^3/s, sendo o caudal máximo efluente de 475 m^3/s e a albufeira atinge o nível máximo de 250,88.

Verifica-se assim que a barragem não é galgada para a cheia de verificação.

3.5 DIMENSIONAMENTO DA CONDUTA DE AREJAMENTO DA SOLEIRA

Para que a descarga da soleira se faça nas melhores condições hidráulicas possíveis é muito importante que haja um bom arejamento por baixo do jato de queda a jusante da soleira, de forma que o mesmo não adira à parede do pilarete por depressão, causado um afogamento da descarga e, consequentemente, uma eventual diminuição do caudal descarregado.

Para tal, prevê-se a colocação de quatro condutas de arejamento na soleira descarregadora: duas nas partes laterais junto às paredes e as outras duas no pilar central de suporte do tabuleiro.

Para calcular o diâmetro das condutas de arejamento utilizou-se a fórmula empírica indicada no «Hydraulic Design Criteria», dada por:

$$\frac{Q}{Q_a} = 0{,}03(Fr - 1)^{1{,}06}$$

Sendo:

- Q – Caudal de água descarregado na soleira (m^3/s).
- Q_a – Caudal de ar (m^3/s).
- Fr – Número de Froude do escoamento (-).

O número de Froude, nesta situação, corresponde ao escoamento em jato da queda, que foi calculado da forma explanada abaixo.

Primeiramente, calculou-se a altura de água imediatamente a jusante da soleira que corresponde aproximadamente à altura crítica, que é calculada em canais retangulares por:

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Para o presente caso tem-se: q = Q/L = 394/25,5 = 15,45 m^2/s, pelo que h_c = 2,90 m. Assim, o nível de água a jusante será de aproximadamente: 2,90 + 244,50 = 247,40, pelo que a energia específica máxima disponível será de: H = 250,45 – 247,40 = 3,05 m.

Admitindo que não existem perdas de carga e que toda a energia será convertida em energia cinética, tem-se que a velocidade do jato será de:

$$3{,}05 = \frac{V^2}{2g} \Rightarrow \text{V = 7,73 m/s}$$

A altura de água do jato pode estimar-se pela equação da continuidade, admitindo um desenvolvimento total da soleira de cerca de 100 m. Assim, a altura h é dada por:

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{394}{100h} \Rightarrow \text{h} \cong \text{0,51 m}$$

O número de Froude do jato será então:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{7{,}73}{\sqrt{9{,}8 \times 0{,}51}} = 3{,}46$$

Pela expressão apresentada anteriormente, tem-se então que:

$$\frac{Q}{Q_a} = 0{,}078 \Rightarrow Q_a = 30{,}7\ m^3/s$$

Considerando uma velocidade do ar, V_a, de 45 m/s, obtém-se uma seção de ar pelas quatro condutas de:

$$S_a = \frac{Q_a}{V_a} \times 0{,}25 = 0{,}171\ m^2$$

Pelo que se obtém o diâmetro teórico, para cada conduta, de:

$$D = \sqrt{\frac{4S_a}{\pi}} = \text{0,47 m}$$

De forma a não ter nas paredes laterais condutas de arejamento com um diâmetro de 500 mm, para não espessar demasiado as paredes, optou-se por colocar duas condutas paralelas de 300 mm, conforme se apresenta nas Peças Desenhadas do presente estudo.

3.6 CANAL DE DESCARGA

Tendo em conta os resultados anteriormente apresentados, imediatamente a jusante da soleira em labirinto, o canal terá um troço convergente com 42 m de extensão que faz a transição para a seção corrente do canal com 12 m de largura.

O canal, de seção retangular, tem um comprimento total de 167 m entre a seção de controlo e a entrada na bacia de dissipação, compreendendo quatro trechos distintos: o primeiro com 20 m de comprimento e 17,5% de inclinação longitudinal e o segundo troço com 22 m de extensão e 31,2% de inclinação longitudinal.

Segue-se um troço divergente com 22 m de extensão e perfil parabólico e largura variável entre 12 e 20 m. Imediatamente a jusante deste divergente encontra-se a bacia de dissipação.

Os muros do descarregador têm altura constante ao longo da maior parte do seu desenvolvimento do canal, igual a 3,5 m, com exceção do troço inicial, de altura variável e crescente em direção à soleira, e do troço final, em que se faz a transição para os muros da bacia de dissipação.

Procedeu-se ao cálculo da curva de regolfo ao longo do canal utilizando um programa automático baseado no método das diferenças finitas, calculada com base na fórmula de resistência de Manning-Strickler, dada por:

$$Q = K_s S R^{2/3} i^{1/2}$$

Onde:

- Q – caudal de projeto T=5000 anos (394 m^3/s);
- K_s – coeficiente de Manning-Strickler (75 $m^{1/3}.s^{-1}$);
- S – área molhada (m^2);
- R - raio hidráulico (m);
- i - declive do canal (m/m).

No cálculo do regolfo do canal entrou-se em consideração com as seguintes condições hidráulicas para que não ocorra ressalto hidráulico dentro do canal:

$$E > E_{cr}$$

$$E_m - Z_n - \Delta H_n > E_{cr}$$

Em que:

- E – Energia específica (m).
- E_{cr} – Energia específica crítica (m).
- E_m – Energia específica do troço de montante (m).
- Z_n – Cota do rasto do canal na seção a montante do troço n (m).

- ΔH_n - Perda de carga no troço n (m/m).

Os resultados obtidos do cálculo da curva de regolfo ao longo do canal de descarga apresentam-se no Anexo 2.

Na figura seguinte apresenta-se o perfil da curva de regolfo calculada.

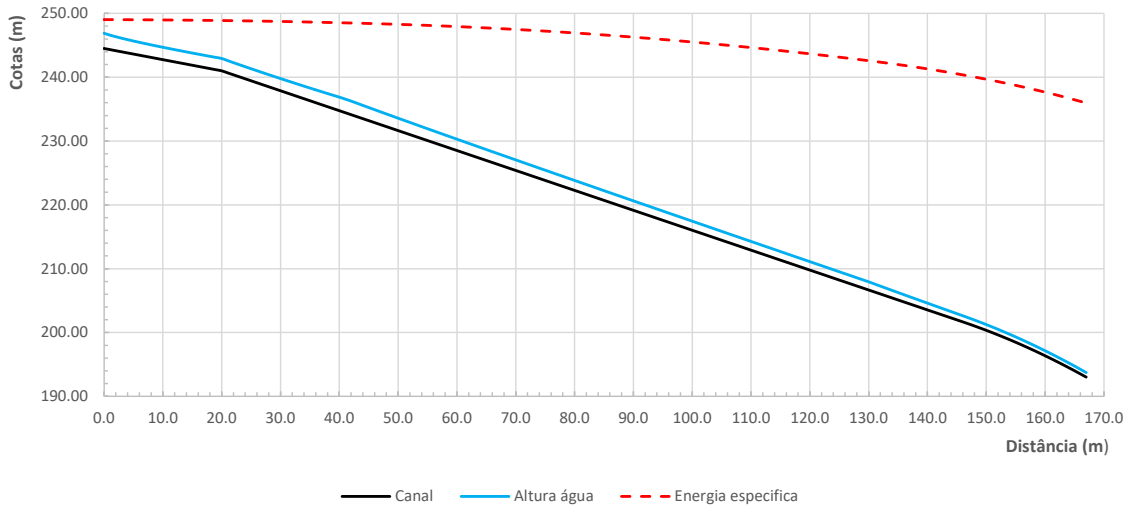


Figura 3.12 – Curva de regolfo no canal de descarga para a o caudal de projeto

O perfil parabólico de entrada na bacia de dissipação foi calculado pela seguinte equação:

$$y_1 = x_1 \cdot \tan\theta_1 + \frac{x_1^2}{k \cdot \left[4 \cdot \left(h_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) \cdot \cos^2\theta\right]} \Leftrightarrow Z = a \cdot X + b \cdot X^2$$

Em que:

- h_1 – Altura de água no canal imediatamente a montante da parábola (m).
- V_1 – Velocidade do escoamento imediatamente a montante da parábola (m/s).
- θ - Ângulo do canal com a horizontal (rad).
- k – Coeficiente que deverá ser maior ou igual da 1,5 de forma a garantir pressões positivas na soleira.

Com base na expressão anterior, a equação da parábola obtida foi de:

$$y = 0{,}0048x^2 + 0{,}312x$$

A folga do canal em relação às alturas de água calculadas foi obtida por (USBR, 1987):

$$f = 0{,}60 + 0{,}0372.V\sqrt[3]{h}$$

Sendo:

- f – folga (m);
- V – velocidade do escoamento (m/s);
- h – altura do escoamento (m).

3.7 BACIA DE DISSIPAÇÃO

Tal como se referiu atrás, preconiza-se a construção de uma bacia de dissipação de energia imediatamente a jusante do canal de descarga do descarregador.

Esta bacia tem por objetivo dissipar imediatamente a energia, de forma a água ser transportada com a menor turbulência possível pelo canal de restituição até à linha de água a jusante.

As condições hidráulicas de entrada na bacia são:

- Caudal específico: 19,7 m^2/s
- Velocidade na entrada, V_1: 28,8 m/s
- Número de Froude na entrada: 11,11
- Altura de água na entrada, h_1: 0,68 m
- Altura conjugada, h_2: 10,42 m

Em face destas condições, optou-se por uma bacia de dissipação do tipo II do USBR constituída por blocos de queda à entrada e uma soleira dentada à saída (ver figura abaixo).

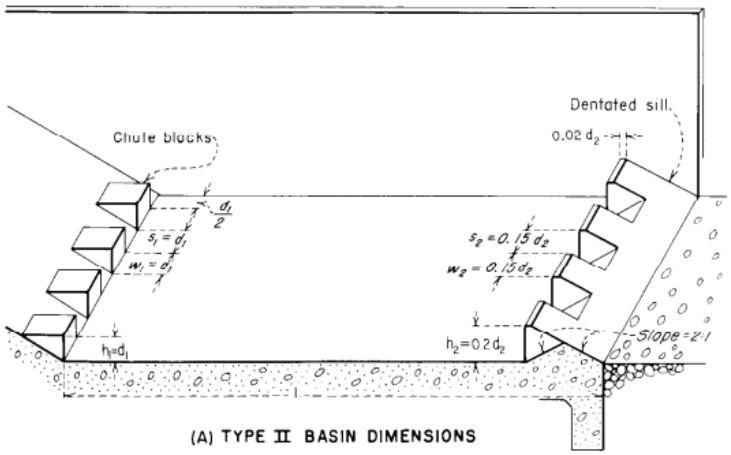


Figura 3.13 – Bacia de dissipação do Tipo II (Fonte: Design of Small Dams)

Para este tipo de bacias o comprimento pode ser igual a 0,7 x C, em que C é o comprimento do ressalto hidráulico. No presente estudo obteve-se assim uma bacia com:

Comprimento da bacia = 0,7 x 64,06 = 44,84 m

Pelo que se adotou uma bacia com 45 m de comprimento.

De acordo com o USBR, as dimensões dos blocos da bacia e soleira dentada são:

- Altura dos blocos de queda: $h_1 \approx 0{,}70$ m
- Largura dos blocos: $h_1 \approx 0{,}70$ m
- Afastamento entre blocos: $h_1 \approx 0{,}70$ m
- Altura da soleira dentada: $0{,}2 \times h_2 \approx 2{,}10$ m
- Largura da soleira dentada: $0{,}15 \times h_2 \approx 1{,}60$ m
- Afastamento dos dentes: $0{,}15 \times h_2 \approx 1{,}60$ m

Adotando como cota do fundo da bacia 192,00, a altura de água máxima do ressalto será de aproximadamente 202,42. De acordo com a curva de vazão da ribeira de Seda a jusante do descarregador (ver Capítulo 2) o nível de água atingido é $T_w \approx 203{,}70$, pelo que se garante uma submergência do ressalto superior a 5%.

A bacia será composta por 15 blocos de queda alternados entre si, sendo a soleira dentada a jusante constituída por 7 dentes.

3.8 CANAL DE RESTITUIÇÃO

A jusante da bacia de dissipação prevê-se a construção de um canal de restituição com saída à cota 198,50 e que ligará ao canal de restituição proveniente da descarga de fundo e caudais ecológicos + turbinados na cota 199,50, que é aproximadamente a cota do leito natural da ribeira.

O canal de restituição terá uma secção trapezoidal com largura de rasto de 26 m, com taludes 1V:1,5H e será revestido com enrocamento no fundo e margens.

O canal de restituição tem uma pendente negativa, de cerca de 1,42%, e uma extensão de aproximadamente 70 m até atingir a plataforma à cota 199,50, onde se ligará a jusante ao leito natural da ribeira de Seda.

O D_{50} do enrocamento de proteção do fundo do canal foi calculado com base na seguinte expressão do «Hydraulic Design Criteria»:

$$D_{50} = \frac{V^2}{0{,}86^2 \times 2g \times \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma}}$$

Em que:

- D_{50} – Diâmetro mediano do enrocamento (mm).
- V – Velocidade média do escoamento no canal (m/s).
- γ_s – Peso volúmico do enrocamento (kN/m^3).

- γ - Peso volúmico da água (kN/m^3).

Considerando um peso volúmico do enrocamento de 27 kN/m^3 e da água de 10 kN/m^3, a expressão anterior fica:

$$D_{50} \cong \frac{V^2}{25}$$

A velocidade média do escoamento no canal de restituição, para o caudal de projeto, é de aproximadamente 3,2 m/s, pelo que, da expressão anterior o D_{50} será de 0,43 m.

Contudo, adotou-se o valor de D_{50} = 0,50 m para ter em consideração o eventual abaixamento do nível de água da ribeira a jusante devido à erosão progressiva do leito desta, provocada pela perda de alimentação de caudais sólidos que ficarão retidos na albufeira, o que causará um aumento da velocidade.

A espessura mínima do tapete de enrocamento a adotar será de 1,20 m.

4 DETERMINAÇÃO DA FOLGA E DA COTA DE COROAMENTO DA BARRAGEM

4.1 CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

De acordo com os cálculos apresentados anteriormente, o NPA e o NMC da albufeira situar-se-ão às cotas 248,00 e 250,45, respetivamente.

Para, a partir destes valores, fixar a cota do coroamento da barragem, calcularam-se as folgas mínimas relativamente ao NPA e ao NMC.

As folgas têm o objetivo de absorver as oscilações devidas à agitação da superfície livre da albufeira provocadas quer pela ação do vento, que são função do "fetch" e da velocidade do vento, quer pela maré de vento ou da ondulação induzida por um eventual sismo.

Para o seu cálculo, utilizaram-se os critérios propostos pelo USBR 1981 na publicação *"Freeboard criteria and guidelines for computing freeboard allowances for storage dams"* (ACER Technical Memorandum No. 2. U.S. Dept. Interior, Colorado) e as metodologias sugeridas por Rui Martins 2002 (LNEC, Memória nº. 828), considerando as seguintes combinações:

- Combinação 1: NPA + maré de vento + ondulação causada por um vento "excecional" de 160 km/h.
- Combinação 2: NMC + maré de vento + ondulação causada por um vento "usual" de 80 km/h.
- Combinação 3: NPA + ondulação provocada por um sismo.

Não se considerou a o assentamento da barragem, pelas razões expostas no Tomo 5 do Volume 1.

Nas secções seguintes apresentam-se os cálculos efetuados.

4.2 SOBRELEVAÇÃO DO NÍVEL NA ALBUFEIRA DEVIDO AO VENTO

4.2.1 Fetch

Para determinar o "fetch" efetivo da albufeira, sendo F_{ti} os "fetch" medidos segundo diferentes orientações, utilizou-se a seguinte expressão:

$$Ft = \frac{\sum_{i=1}^{9} Ft_i}{9}$$

Os "fetch" Ft_1, Ft_2, Ft_3, Ft_4, Ft_6, Ft_7, Ft_8 e Ft_9 são traçados de modo que o "fetch" efetivo seja máximo. Os ângulos com Ft_5 deverão ser, respetivamente, -12º, -9º, -6º, -3º, 3º, 6º, 9º e 12º.

Para o "fetch" efetivo da albufeira calculou-se um valor de cerca de 3 km – Tabela e Figura seguintes.

Tabela 4-1 – Cálculo do "fetch" efetivo da albufeira do Pisão

Segmento de reta, F_{ti}	F_{t1}	F_{t2}	F_{t3}	F_{t4}	F_{t5}	F_{t6}	F_{t7}	F_{t8}	F_{t9}
Comprimento do segmento de reta, F_{ti} (km)	2,596	2,659	2,612	2,420	4,384	4,395	4,231	1,466	1,487
$Ft = \frac{\sum_{i=1}^{9} Ft_i}{9} = 2{,}917\ km$									

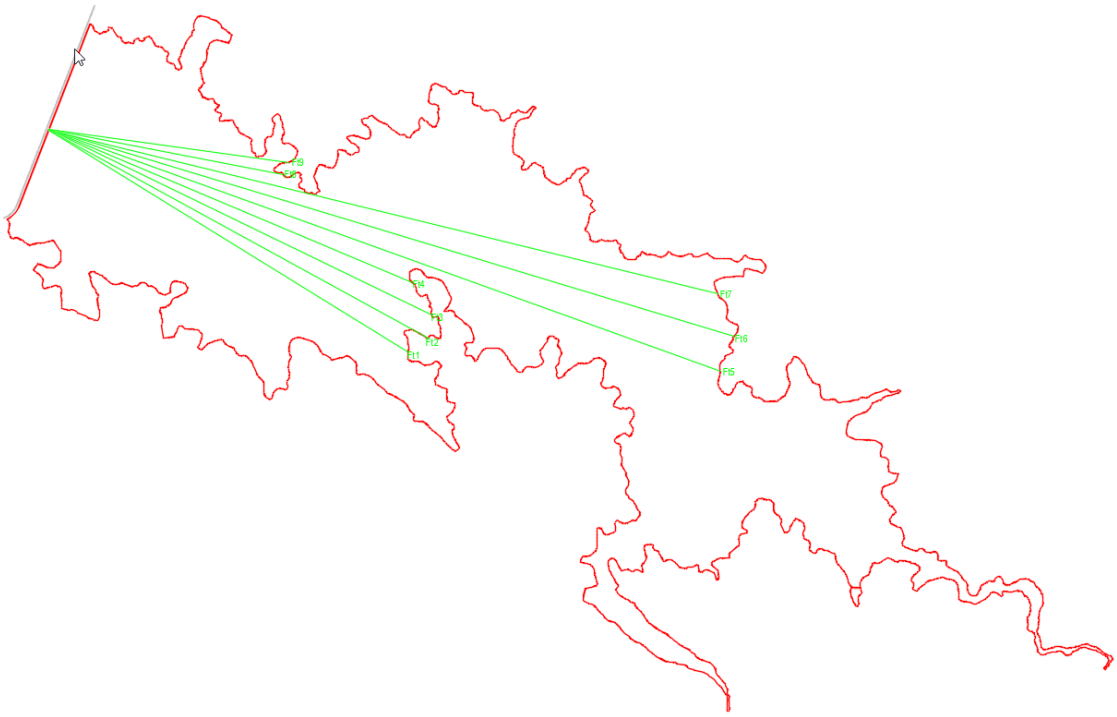


Figura 4.1 – Segmentos de reta utilizados no cálculo do "fetch" efetivo da albufeira

4.2.2 Maré de vento

A ocorrência de vento na albufeira provoca uma "maré de vento", que é responsável pela sobrelevação do seu nível.

Considerando a direção do vento coincidente com o “fetch” efetivo adotado, essa sobrelevação pode ser obtida pela expressão de Zuider Zee (apresentada na publicação de Rui Martins, LNEC 2002), dada por:

$$S = \frac{V^2 F_t}{6,3 \times 10^4 \times D}$$

Em que:

- S - sobrelevação do nível na albufeira (m);
- V - velocidade do vento (km/h);
- F_t - “fetch” efetivo (km);
- D - profundidade média da albufeira na zona de medição do “fetch” (m).

Na tabela seguinte apresentam-se os valores obtidos, para cada uma das velocidades de vento utilizadas nas combinações atrás referidas.

Tabela 4-2 – Sobrelevação do nível da albufeira do Pisão gerada pela maré de vento

V (km/h)	Nível (m)	D (m)	S (m)
160 (vento “excecional”)	248,00 (NPA)	40,0	0,043
80 (vento “usual”)	250,45 (NMC)	40,0	0,011

4.2.3 Ondulação causada pelo vento

Para cada uma das combinações de ações atrás referidas, determinou-se a sobrelevação do nível na albufeira causada pelo espraiamento, R (“run-up”), utilizando a expressão de Meer, J. W. Van Der e Jassen (1994) proposta por Rui Martins (2002):

$$R = 1,6\mathrm{K}\frac{\mathrm{tg}\alpha}{\sqrt{H_S/L}}H_S$$

Em que:

- K - fator que caracteriza a rugosidade do paramento de montante da barragem, igual a 0,6 em barragens com camada de proteção de enrocamento no talude de montante e a 1,0 no caso de paramentos lisos. No presente caso adotou-se K = 0,6;
- α - ângulo do paramento de montante com a horizontal (tgα = 1/2,5 = 0,40, no presente caso);
- L - comprimento de onda (m);
- H_s - altura significativa das ondas (média aritmética das alturas do terço das ondas mais altas) (m).

Para calcular a sobrelevação do nível na albufeira causada pelo espraiamento (R) dada pela expressão anterior, houve necessidade de, previamente, avaliar os parâmetros que a seguir se indicam:

- Altura significativa das ondas (onda com altura igual à altura do terço das ondas de maior altura), H_s, a qual foi determinada pela seguinte fórmula (com H_s em m, V em km/h e F_t em km):

$$Hs = 0{,}00369Fe^{0{,}5}.V(1{,}1 + 0{,}00975V)^{0{,}5}$$ - "USBR", 2012

- Período de onda, T (com T em s, V em km/h e F_t em km):

$$T = 0{,}33919F^{0{,}33}V^{0{,}33}(1{,}1 + 0{,}00975V)^{0{,}16}$$ - "USBR", 2012

- Comprimento de onda, L (com L em m e T em s):

$$L = 1{,}56\ T^2$$

Na Tabela seguinte apresenta-se o procedimento atrás descrito, aplicado à albufeira da Barragem do Pisão.

Tabela 4-3 – Determinação da sobrelevação do nível na albufeira do Pisão causada pelo espraiamento

Combinações	V (km/h)	F_t (km)	H_s (m)	T (s)	L (m)	R (m)
NPA + Vento Excecional	160	2,92	1,44	2,96	13,7	1,70
NMC + Vento Usual	80	2,92	0,61	2,22	7,7	0,83

4.2.4 Ondulação resultante de um sismo

Os valores de cálculo da ação sísmica considerados nos cálculos foram os seguintes:

- Sismo (T=5000 anos)
- Tipo 1
- $a_{máx}$ (g) = 0,21
- T = 0,5 s

A altura máxima da onda resultante da ação sísmica sobre a barragem pode ser estimada com base nas seguintes formulações:

Regulamentação Espanhola:

$$h = \frac{K.T\sqrt{gH}}{2}$$

Sato, 1967:

$$h = \frac{K.\sqrt{gH}}{2\pi T}$$

Demirel e Aydin, 2016:

$$h = 0{,}55F^{0{,}72}.H$$

Onde:

- h – altura máxima da onda (m);
- K – coeficiente sísmico (0,21);
- T – Período do sismo (0,5 s);
- g – aceleração da gravidade (9,8 m/s^2);
- H – altura máxima de água a montante (≅ 48 m);
- F – Número de Froude do sismo (-).

O número de Froude do sismo é estimado pela seguinte expressão:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gH}}$$

Onde V é a "peak ground velocity" do sismo que se considerou de 0,43 m/s para a zona da barragem.

Assim, com base na formulação anterior, obtiveram-se os resultados apresentados na seguinte Tabela:

Tabela 4-4 – Ondulação resultante da ação sísmica

Fórmula	Altura da onda, h (m)
Regulamento Espanhol	1,14
Sato	1,45
Demirel e Aydin	1,57

Optou-se por fixar, por razões de segurança, o valor maior obtido de 1,57 m.

4.3 FIXAÇÃO DA COTA DO COROAMENTO DA BARRAGEM

Com base nos valores atrás obtidos de sobrelevação do nível da albufeira devido ao vento, maré de vento e onda gerada por um sismo, obtiveram-se os seguintes valores da cota mínima do coroamento da barragem:

Tabela 4-5 – Cálculo e cota mínima do coroamento da barragem do Pisão

Combinações de ações	Nível na albufeira (-)	Maré de vento (m)	Espraiamento da onda gerada pelo vento (m)	Ondulação devida ao sismo (m)	Cota mínima do coroamento (-)
1	248,00	0,043	1,70	-	249,74
2	250,45	0,011	0,83	-	251,29
3	248,00	-	-	1,57	249,57

Considerando a combinação mais desfavorável 2, ter-se-ia o coroamento da barragem do Pisão à cota 251,30.

Fixou-se, porém, o coroamento à cota 252,00, que corresponde a uma segurança adicional para atender a fatores não quantificáveis.

É de referir ainda que, de acordo com Rui Martins (LNEC, 2002), a cheia de verificação deverá ter um valor mínimo de 0,50 m em relação à cota de coroamento, para o caso de barragens de aterro como a do presente estudo.

Como apresentado atrás, o nível máximo da albufeira para a cheia de verificação é de 250,88, pelo que se tem uma folga de 1,12 m, valor este bastante acima de 0,50 m.

O valor da folga da barragem foi assim fixado em 1,55 m (252,00 – 250,45).

5 DESVIO PROVISÓRIO DO RIO

5.1 CONCEÇÃO GERAL

O desvio provisório da ribeira da Seda durante a construção da barragem será assegurado por – ver Desenho 2211:

- A construção de uma ensecadeira de montante com coroamento à cota 216,80 e aproximadamente 16,7 m de altura máxima, a qual ficará posteriormente integrada no corpo da barragem, de uma pré ensecadeira de montante com coroamento à cota 208,00 e de uma ensecadeira de jusante, com coroamento à cota 203,00, a qual será removida após a construção da barragem.
- A construção de galeria de betão armado com secção do tipo ferradura, com 5,75 m de largura e 5,75 m de pé direito, numa extensão de 206,94 m, entre as cotas 202,90 e 201,90. O seu emboquilhamento de montante, com soleira à cota 202,90, incluirá a parte inferior da torre de tomada de água, com a estrutura de entrada da descarga de fundo encavalitada sobre a mesma.
- A construção de bacia de dissipação de energia na restituição da galeria com secção do tipo ferradura, a qual será também utilizada como bacia de dissipação de energia do escoamento proveniente da descarga de fundo quando a barragem estiver concluída e em operação.

5.2 CURVA DE VAZÃO

O funcionamento hidráulico da galeria de desvio provisório dá-se em duas fases, à medida que o caudal for aumentando.

Para os caudais mais baixos, a secção inicial em ferradura, com fundo à cota 202,90, controlará o escoamento em regime crítico, desafogado, e o escoamento dar-se-á em superfície livre em toda a extensão da galeria.

Nesta fase, a equação da curva de vazão terá a seguinte constituição:

- <u>Curva 1</u>: $N = 202{,}90 + h_c + \frac{V_c^2}{2g} + 0{,}4\frac{V_c^2}{2g}$

em que é:

- N: nível de água na albufeira criada pela ensecadeira de montante.
- h_c: altura crítica de escoamento para o caudal Q na secção em ferradura.
- V_c: velocidade crítica do escoamento do caudal Q na secção em ferradura.

Esta fórmula resulta de desprezar a perda de carga contínua no troço inicial da galeria e de, a montante do regime crítico, considerar unicamente uma perda de carga localizada de $0{,}4V_c^2/(2g)$ na passagem da albufeira para a galeria.

A partir de determinado caudal, o escoamento deixa de se dar em superfície livre e passa a ocorrer afogado na secção inicial em ferradura, ocorrendo em superfície livre em pelo menos parte da galeria. Nesse caso, a equação da curva de vazão passa a ter a seguinte constituição:

- Curva 2: $N = 202{,}90 + C \times 5{,}75 + \frac{Q^2}{(C \times 27{,}42)^2 \times 2g}$

em que é:

- N: nível de água na albufeira criada pela ensecadeira de montante.
- C=0,60: coeficiente de contração do escoamento na transição para a galeria.
- 5,75 m: altura da secção em ferradura.
- 27,42 m^2: área total da secção em ferradura.
- Q: caudal (m^3/s).

Tal como a curva 1, a curva 2 resulta de desprezar a perda de carga contínua no troço inicial da galeria.

Verificou-se que, no presente caso, não ocorrerá um terceiro modo de funcionamento da galeria, com controlo à saída e escoamento em pressão ao longo de toda a galeria.

Determinou-se o seguinte nível e caudal de transição entre as curvas 1 e 2:

- Passagem da Curva 1 para a Curva 2: N = 210,57; Q = 154,21 m^3/s.

Na Figura 5.1 e na Tabela 5-1 apresentam-se as curvas obtidas.

Tabela 5-1 – Curva de vazão do desvio provisório

Caudal (m^3/s)	Nível	Tipo de curva
0,00	202,90	1
0,46	203,19	
1,83	203,49	
4,19	203,80	
7,40	204,13	
11,24	204,45	
15,65	204,78	
20,56	205,10	
26,06	205,43	
31,96	205,75	
38,32	206,08	

Caudal (m^3/s)	Nível	Tipo de curva
45,20	206,40	
52,52	206,74	
60,29	207,07	
68,42	207,40	
77,09	207,75	
86,26	208,10	
95,97	208,46	
106,21	208,84	
117,06	209,23	
128,62	209,64	
140,97	210,09	
154,21	**210,57**	
168,70	211,71	
173,22	212,00	
187,92	213,00	
201,56	214,00	
214,33	215,00	
226,38	216,00	
237,82	217,00	**2**
248,73	218,00	
259,19	219,00	
269,24	220,00	
278,92	221,00	
288,29	222,00	
297,36	223,00	
306,15	224,00	

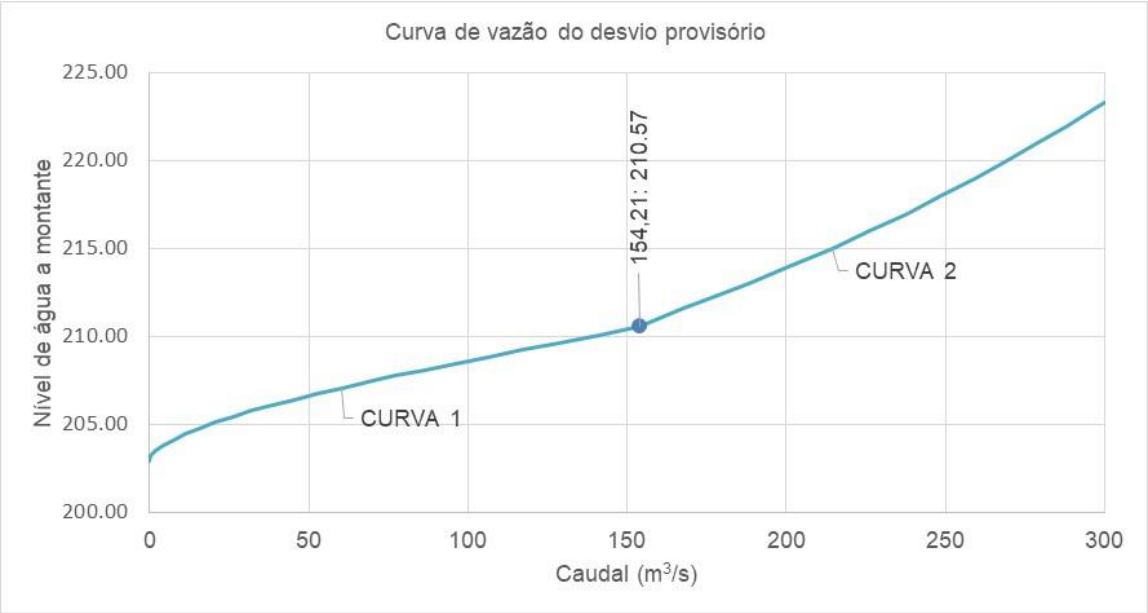


Figura 5.1 – Curva de vazão do desvio provisório

5.3 LAMINAGEM DA CHEIA DE PROJETO

Para fixar a cota do coroamento da ensecadeira de montante, foi necessário escolher, em primeiro lugar, o período de retorno da cheia de projeto do desvio provisório.

O critério adotado foi o de que o risco de galgamento da ensecadeira durante a fase de construção da barragem deveria ser aproximadamente idêntico ao risco de galgamento da barragem propriamente dita durante a sua vida útil.

Admitindo que esta última será da ordem de n = 100 anos e tendo em consideração que o período de retorno da cheia de dimensionamento do descarregador de cheia é T = 5000 anos, o referido risco de galgamento é:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{5000}\right)^{100} = 2\%$$

No caso do desvio provisório, que terá que funcionar durante duas épocas de cheias (n = 2), tomou-se T = 50 anos, o que conduz a:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{50}\right)^2 = 4\%$$

Assim, para estabelecer a cota de coroamento da ensecadeira, tomou-se o hidrograma da cheia com 50 anos de período de retorno calculado na Nota Técnica nº 2 do presente estudo (sem considerar a majoração de 6% devido a alterações climáticas) e estudou-se o amortecimento desse hidrograma na albufeira, partindo do nível inicial à cota 202,90 e utilizando as curvas de vazão calculadas em 5.2.

Os resultados obtidos são ilustrados pela Figura 5.2.

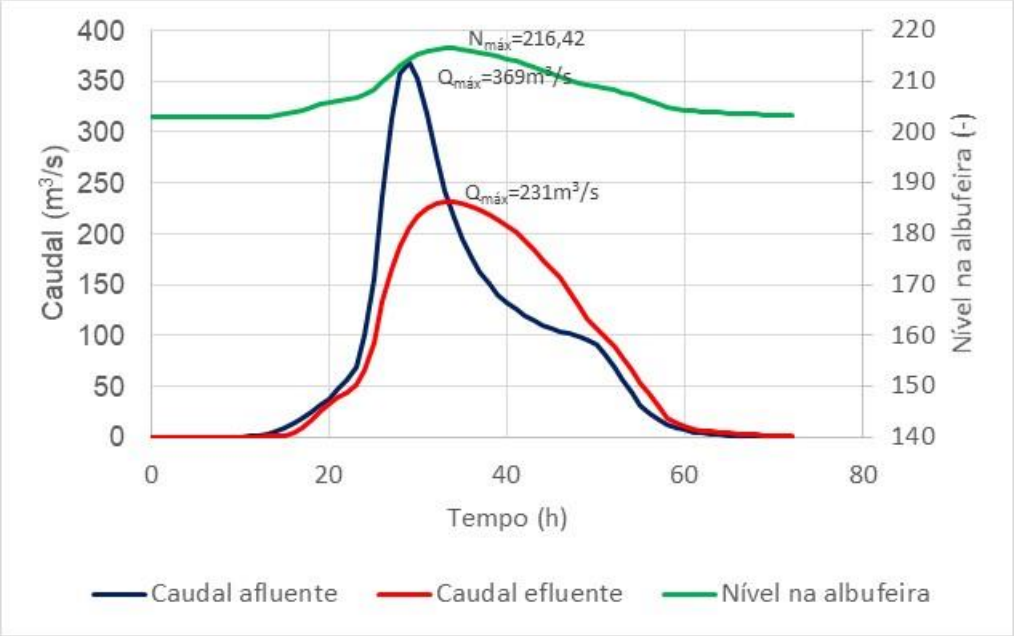


Figura 5.2 – Amortecimento da cheia com 50 anos de período de retorno na fase de desvio provisório

Constata-se que a ponta de cheia afluente é de 369 m^3/s, mas que a correspondente ponta efluente é de 231 m^3/s, à qual corresponde a cota máxima do plano de água na albufeira de 216,42, segundo a curva de vazão estabelecida em 5.2.

Assim, considerando uma folga, fixou-se o coroamento da ensecadeira à cota 216,80.

Tendo em conta a curva de vazão no pé da barragem, apresentada no Capítulo 2, será de 202,86 o nível de água a jusante para o caudal amortecido de 231 m^3/s, pelo que a cota de coroamento da ensecadeira de jusante foi fixada ligeiramente acima, à cota 203,00.

5.4 BACIA DE DISSIPAÇÃO DE ENERGIA

A bacia de dissipação de energia terá 9,0 m de largura e 29,5 m de desenvolvimento na base, à cota 189,00.

Esta bacia foi estabelecida de forma a conter o ressalto hidráulico do escoamento durante a fase de desvio provisório, para o caudal máximo de 231 m^3/s atrás determinado. A sua soleira foi estabelecida à cota 189,00 de forma a garantir um colchão de água de profundidade suficiente, necessária para a dissipação de energia do jato proveniente da descarga de fundo, quando este órgão estiver em funcionamento.

Foi calculada a curva de regolfo ao longo da galeria de desvio provisório para o caudal de 231 m^3/s, considerando simplificadamente uma secção com fundo circular inscrita num

retângulo com 5,75 m de lado. A curva de regolfo foi prolongada ao longo da curva de transição parabólica que antecede a bacia de dissipação de energia.

Partiu-se da secção a montante com uma altura de escoamento igual a 0,6 x 5,75 = 3,45 m e adotou-se um coeficiente de K=80 $m^{1/3}/s$ para as paredes da galeria.

Os resultados obtidos são apresentados na tabela seguinte.

Tabela 5-2 – Curva de regolfo ao longo da galeria de desvio provisório e do canal parabólico que antecede a bacia de dissipação

Distância à origem (m)	Cota do rasto (-)	Nível (-)	Altura do escoamento (m)	Cota da linha de energia (-)	Velocidade (m/s)	Área do escoamento (m2)	Largura (m)	Nº de Froude (-)
0,00	202,90	206,35	3,45	214,88	12,93	17,87	5,75	2,34
22,75	202,90	206,42	3,52	214,57	12,65	18,28	5,75	2,27
30,71	202,86	206,40	3,54	214,47	12,59	18,37	5,75	2,25
38,67	202,82	206,37	3,55	214,37	12,53	18,45	5,75	2,23
46,63	202,79	206,35	3,56	214,28	12,47	18,54	5,75	2,22
54,59	202,75	206,33	3,58	214,18	12,41	18,62	5,75	2,20
62,55	202,71	206,30	3,59	214,09	12,36	18,71	5,75	2,19
70,50	202,67	206,28	3,61	213,99	12,30	18,79	5,75	2,17
78,46	202,63	206,26	3,63	213,90	12,24	18,88	5,75	2,16
86,42	202,59	206,23	3,64	213,81	12,19	18,96	5,75	2,15
94,38	202,55	206,21	3,66	213,72	12,14	19,05	5,75	2,13
102,34	202,51	206,18	3,67	213,63	12,08	19,13	5,75	2,12
110,30	202,48	206,16	3,68	213,54	12,03	19,22	5,75	2,10
118,26	202,44	206,14	3,70	213,45	11,98	19,30	5,75	2,09
126,22	202,40	206,11	3,71	213,36	11,92	19,38	5,75	2,08
134,18	202,36	206,09	3,73	213,28	11,87	19,47	5,75	2,06
142,14	202,32	206,06	3,74	213,19	11,82	19,55	5,75	2,05
150,09	202,29	206,04	3,75	213,11	11,77	19,64	5,75	2,04
158,05	202,25	206,02	3,77	213,02	11,72	19,72	5,75	2,02
166,01	202,21	205,99	3,78	212,94	11,67	19,80	5,75	2,01
173,97	202,17	205,97	3,80	212,86	11,62	19,88	5,75	2,00
181,93	202,13	205,94	3,81	212,78	11,58	19,97	5,75	1,99
189,89	202,09	205,92	3,83	212,70	11,53	20,05	5,75	1,97
197,85	202,05	205,90	3,85	212,62	11,48	20,13	5,75	1,96
205,81	202,02	205,87	3,85	212,54	11,44	20,21	5,75	1,95
213,77	201,98	205,85	3,87	212,46	11,39	20,29	5,75	1,94
221,73	201,94	205,82	3,88	212,38	11,34	20,37	5,75	1,93
229,68	**201,90**	**205,80**	**3,90**	**212,31**	**11,30**	**20,46**	**5,75**	**1,91**
229,78	201,90	205,34	3,44	212,31	11,69	19,77	5,75	2,01

Distância à origem (m)	Cota do rasto (-)	Nível (-)	Altura do escoamento (m)	Cota da linha de energia (-)	Velocidade (m/s)	Área do escoamento (m2)	Largura (m)	Nº de Froude (-)
235,48	201,36	204,25	2,89	212,23	12,52	18,47	6,40	2,35
241,18	199,80	202,14	2,34	212,14	14,00	16,51	7,05	2,92
246,88	197,22	199,11	1,89	212,01	15,91	14,53	7,70	3,70
252,58	193,62	195,15	1,53	211,81	18,07	12,79	8,35	4,66
258,28	**189,00**	**190,26**	**1,26**	**211,50**	**20,41**	**11,32**	**9,00**	**5,81**

Obtiveram-se, na secção de jusante da galeria, com rasto à cota 201,90, (distância à origem 229,68) os seguintes resultados:

- Altura do escoamento = 3,90 m.
- Velocidade do escoamento = 11,30 m/s.
- Cota da linha de energia = 212,31.

A cota da linha de energia na secção terminal do canal parabólico de transição para a bacia de dissipação de energia (distância à origem 258,28) será de 211,50, a que corresponderá uma energia específica na soleira da bacia de dissipação de 211,50 – 189,00 = 22,50 m.

Para dissipar esta energia remanescente, optou-se pela instalação de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico do Tipo II do «US Bureau of Reclamation».

Este tipo de bacia é adequado quando a montante do ressalto se tem $q<45$ $m^3/s/m$ e $Fr>4,5$.

Neste caso tem-se $q = 231 / 9 = 25,7 < 45$ $m^3/s/m$, $Fr = 5,81 > 4,5$, pelo que se verificam as condições de aplicabilidade deste tipo de bacia.

O seu dimensionamento consistiu em garantir que o ressalto se forma dentro da bacia e que o comprimento da mesma é suficiente para abarcar o ressalto na sua totalidade.

Foi a seguinte a sequência adotada para calcular as condições de formação do ressalto livre:

- Partida da altura de escoamento em regime rápido à entrada da bacia de dissipação, $h_1 = 1,26$ m, correspondente à energia de 22,50 m atrás determinada.
- Cálculo da altura conjugada da anterior, h_2, e da correspondente cota da linha de energia.
- Cálculo do comprimento do ressalto livre, que deverá ser aproximadamente igual ao comprimento da bacia.

Obteve-se assim, sucessivamente:

- Condições de escoamento em regime rápido à entrada da bacia de dissipação com 9,00 m de largura:

  h_1 = 1,26 m; V_1 = 20,41 m/s; $Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}}$=5,81; $H_1 = h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = 22{,}50m.$

- Cálculo da altura conjugada em regime lento e da correspondente cota da linha de energia

  $h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1\right) = 9{,}74m$; $V_2 = \frac{Q}{9 \times h_2}$=2,64m/s

  $N_2 = 189{,}00 + H_2 = 189{,}00 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} = 199{,}10$, em que 189,00 é a cota do fundo da bacia.

- Cálculo do comprimento do ressalto

  De acordo com as indicações do USBR para bacias do tipo II, Fr_1 = 6,00 $\Rightarrow$ L $\cong$ 4 x h_2 $\Rightarrow$ L = 39 m.

Foi dado um comprimento de 39 m à bacia de dissipação, medido a meia altura da rampa inclinada até à secção de saída, com soleira final à cota 198,50.

A cota 198,50 é próxima da do talvegue natural da ribeira na secção em que a bacia de dissipação irá restituir.

Para saber se, com estas disposições, o ressalto hidráulico é retido dentro da bacia, torna-se necessário saber se a cota da linha de energia do escoamento no leito do rio imediatamente a jusante da bacia é, para o caudal de 231 m^3/s, igual ou superior à cota da linha de energia N_2 na extremidade de jusante do ressalto, atrás calculada, com uma margem de segurança de 5% de h_2, condição necessária para que o ressalto se forme dentro da bacia.

A cota da linha de energia do escoamento do caudal de 231 m^3/s no leito natural a jusante da bacia será 203,00 (ver Capítulo 2), que é superior a N_2=199,10 + 0,05 x 9,74 = 199,59, o que garante a permanência do ressalto dentro da bacia.

6 DESCARGA DE FUNDO

6.1 CONCEÇÃO

De acordo com os Desenhos 2231, 2241, 2251 e 2261, a descarga de fundo será construída sobre e no interior da galeria de desvio provisório e terá a seguinte constituição, de montante para jusante:

- Tomada de água com soleira à cota 210,20, formada por um orifício com 3,50 x 2,84 m^2 de área bruta, protegido por uma grade grossa metálica.
- Transição para uma conduta retangular quadrada com 1,80 m de lado e 2,10 m de altura.
- Comporta plana de guarda com 1,80 x 2,10 m^2 de área, comandada por servomotor a partir do topo da torre de tomada de água na albufeira, que será construída sobre a estrutura de entrada da galeria de desvio provisório.
- Transição de conduta retangular para conduta circular ∅1800.
- Conduta circular ∅1800. Esta conduta começará por atravessar o rolhão de betão que obturará a entrada da galeria de desvio provisório e, daí até à saída a jusante, será implantada à vista no interior da referida galeria, apoiada sobre berços de betão. O desenvolvimento da conduta será de 246,12 m, dos quais 216,3 m serão em PRFV, correspondentes ao troço à vista dentro da galeria de desvio provisório, e os restantes 29,12 m serão em aço. O troço em aço incluirá uma curva a 50,60º e outra a 50,33º à entrada e duas curvas à saída, uma a 28,35º e outra a 31,56º.
- Transição ∅1800 / retangular com 1,10 x 1,80 m^2 de área, colocado imediatamente a jusante de uma curva descendente.
- Comporta de segmento terminal com 1,10 x 1,80 m^2 de área, cuja estrutura de abrigo e de suporte será construída sobre a estrutura de saída da galeria de desvio provisório.

A comporta plana de montante permanecerá normalmente aberta e será utilizada apenas como comporta de isolamento (não regulará caudal). No entanto, deverá estar apta a cortar caudal numa situação de emergência originada por avaria na comporta de segmento. Precavendo esta situação, instalar-se-á, imediatamente a jusante da comporta de guarda, uma conduta de arejamento ∅800, que será instalada sobre a transição quadrado redondo ∅1800.

A comporta de segmento funcionará como órgão de regulação do caudal lançado pela descarga de fundo e foi escolhida precisamente pela sua capacidade de fazer uma regulação fina e praticamente contínua do caudal.

A dissipação de energia do caudal lançado pela descarga de fundo será feita na bacia de dissipação de energia, a qual tem uma profundidade de 10,50 m entre a cota do leito da ribeira

imediatamente a jusante (cota 199,50) e a soleira da bacia (cota 189,00). Esta profundidade é ligeiramente superior ao colchão de água mínimo necessário para promover a dissipação de energia do jato lançado pela descarga de fundo, que, para a situação de NPA na albufeira, e de acordo com indicações do «Bureau of Reclamation» para bacias do tipo "plunge basin", será de 1/5 x (H=248,00-199,50=48,50 m) = 9,70 m.

6.2 CURVAS DE VAZÃO

As curvas de vazão da descarga de fundo foram determinadas em função do nível na albufeira (N) e do grau de abertura da comporta de regulação (a/1,80), em que "a" é a abertura da comporta em metros e 1,80 m é a abertura máxima.

A vazão é dada por:

$$Q = Cab\sqrt{2g(H - Ca)}$$

em que é:

- Q – caudal descarregado (m^3/s).
- a – abertura da comporta (m).
- b = 1,10 m – largura da comporta.
- H = N – 200,97 - ΔH – carga hidráulica sobre a soleira em que a comporta assenta quando fechada (cota 200,97).
- N – nível do plano de água na albufeira.
- ΔH – perdas de carga entre a albufeira e a comporta.
- C – coeficiente de contração do escoamento, dado pelo ábaco apresentado na Figura 6.1, extraída de "Hidráulica" de A. C. Quintela, 1981.

Para determinar os valores de C neste ábaco, tomou-se D = 1,80 m (altura da comporta). Os valores obtidos para diversos graus de abertura da comporta são indicados na Tabela 6-1.

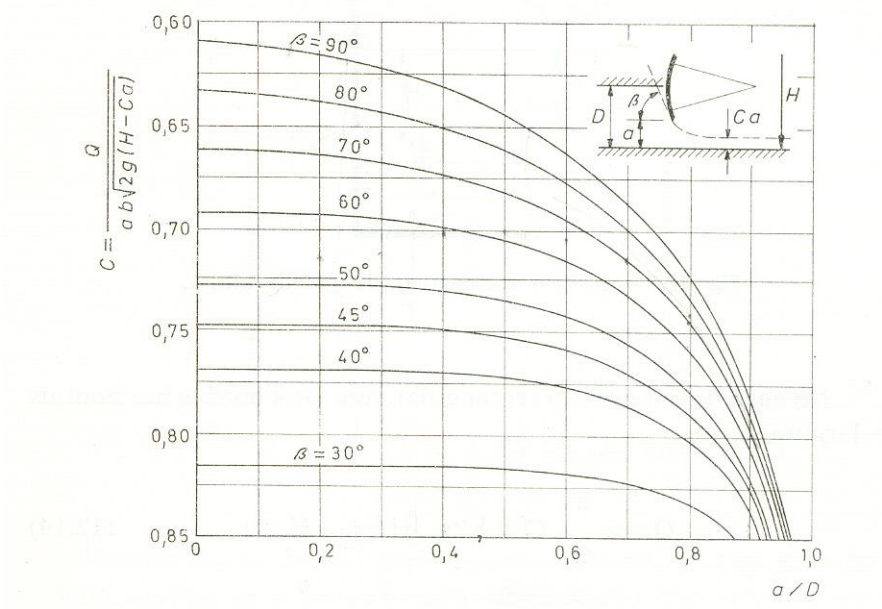


Figura 6.1 – Vazão de um orifício retangular controlado por uma comporta

Tabela 6-1 – Coeficientes de contração para diferentes graus de abertura da comporta

a/D (%)	a (m)	C
10	0,18	0,724
20	0,36	0,707
30	0,54	0,698
40	0,72	0,696
50	0,90	0,693
60	1,08	0,698
70	1,26	0,713
80	1,44	0,741
90	1,62	0,794
100	1,80	0,900

Para calcular ΔH, consideraram-se as seguintes perdas de carga parciais:

- Perda localizada no emboquilhamento de entrada: $\Delta H_1 = 0{,}20 \times \frac{V_1^2}{2g}$ = Q^2 / 635,2, em que V_1 é a velocidade na conduta DN1800.
- Perda de carga localizada na curva DN1800 a 50,60º: $\Delta H_2 = 0{,}144 \times \frac{V_1^2}{2g}$ = Q^2 / 882,8.

- Perda de carga localizada na curva DN1800 a 50,33º: $\Delta H_3 = 0{,}143 \times \frac{V_1^2}{2g}$ = Q^2 / 888,1.
- Perda de carga localizada na curva DN1800 a 28,35º: $\Delta H_4 = 0{,}096 \times \frac{V_1^2}{2g}$ = Q^2 / 1322,6.
- Perda de carga localizada na curva DN1800 a 31,56º: $\Delta H_5 = 0{,}104 \times \frac{V_1^2}{2g}$ = Q^2 / 1215,8.
- Perda de carga contínua na conduta DN1800 em aço: $\Delta H_6 =$ Q^2 / 720,2, calculada pela fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm e um comprimento total de 29,12 m.
- Perda de carga contínua na conduta DN1800 em PRFV: $\Delta H_7 =$ Q^2 / 115,5, calculada pela fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,03 mm e um comprimento total de 216,3 m.

Resultou, assim:

- $\Delta H_t =$ Q^2 / 64,7
- $Q = C \times a \times 1{,}10\sqrt{2g(N - 200{,}97 - Q^2/64{,}7 - C \times a)}$

Determinaram-se, então, as seguintes curvas de vazão da descarga de fundo:

- Abertura total:
  - $Q = 5{,}63\sqrt{\mathrm{N} - 202{,}59}$

- 90% de abertura:
  - $Q = 4{,}94\sqrt{\mathrm{N} - 202{,}26}$

- 80% de abertura:
  - $Q = 4{,}37\sqrt{\mathrm{N} - 202{,}04}$

- 70% de abertura:
  - $Q = 3{,}84\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}87}$

- 60% de abertura:
  - $Q = 3{,}34\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}72}$

- 50% de abertura:
    - $Q = 2{,}84\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}59}$

- 40% de abertura:
    - $Q = 2{,}34\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}47}$

- 30% de abertura:
    - $Q = 1{,}79\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}35}$

- 20% de abertura:
    - $Q = 1{,}23\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}22}$

- 10% de abertura:
    - $Q = 0{,}63\sqrt{\mathrm{N} - 201{,}10}$

Com a comporta de regulação totalmente aberta e com o NPA = 248,00 na albufeira, o caudal máximo descarregado será de 38 m^3/s.

6.3 ESVAZIAMENTO DA ALBUFEIRA

O esvaziamento da albufeira, partindo do NPA = 248,00, foi simulado em computador mediante aplicação da curva de vazão estabelecida na secção anterior para abertura total da comporta de regulação de caudal e com base na curva de volumes armazenados indicada na Tabela 6.1 do Tomo 1 – Memória Geral.

Tal simulação foi realizada admitindo caudal afluente à albufeira nulo, ou admitindo caudal afluente à albufeira igual a 1,59 m^3/s (caudal modular da bacia hidrográfica dominada pela albufeira da barragem).

Para o primeiro caso, o tempo de esvaziamento obtido foi de aproximadamente 46 dias, enquanto para o segundo caso o tempo obtido foi de aproximadamente 49 dias.

Ambos estes tempos são perfeitamente aceitáveis, à luz dos critérios considerados de boa prática pela comunidade técnica ligada ao projeto de grandes barragens.

6.4 DIMENSIONAMENTO DA CONDUTA DE AREJAMENTO DA DESCARGA DE FUNDO

Prevê-se a instalação de uma conduta de arejamento, de forma a impedir a formação do vazio a jusante da comporta vagão durante a operação de abertura com a conduta a jusante vazia, ou em caso de fecho rápido de segurança.

A conduta de arejamento foi dimensionada considerando que a albufeira se encontra no NMC.

Para aberturas parciais da comporta, o caudal de água, $Q_{água}$, é:

$$Q = cah_{cp}b_{cp}\sqrt{2gH}$$

Onde:

- *c* – coeficiente de contração (adotou-se 0,80);
- *a* – percentagem de abertura da comporta;
- h_{cp} = 2,10 m – altura da comporta;
- b_{cp} = 1,80 m – largura da comporta;
- *H* = NMC – 210,20 = 40,25 m – carga hidráulica na secção contraída.

O caudal de ar solicitado, Q_{ar}, decorrente do fechamento da comporta é função do caudal de água através de:

$$Q_{ar} = \beta Q_{água}$$

O valor do coeficiente β depende do tipo de escoamento que ocorrerá a jusante da comporta:

- Escoamento em superfície livre em toda a extensão da conduta a jusante da comporta:

$$\beta = 0{,}09F_r$$

- Escoamento em pressão, estando a linha piezométrica coincidente com o topo da comporta:

$$\beta = 0{,}03(F_r - 1)^{1{,}06}$$

Onde:

Fr – número de Froude do escoamento na secção contraída, dado por:

$$F_r = \sqrt{\frac{2gH}{gah_{cp}}}$$

Na primeira situação, considerou-se o regime uniforme com altura de 0,8D na conduta com 0,48% de declive, o que conduziu a um caudal de água de 10,99 m^3/s e correspondente abertura de comporta de a=0,13. Tem-se F_r = 19,25 e Q_{ar} = 19,04 m^3/s.

Na segunda situação, com escoamento em pressão e cota piezométrica coincidente com o topo da comporta (212,30), obteve-se $Q_{água}$ = 24,54 m^3/s e a=0,29. Tem-se F_r = 12,88 e Q_{ar} = 10,15 m^3/s.

A situação mais desfavorável corresponde a escoamento em superfície livre a jusante da comporta, com Q_{ar} = 19,04 m^3/s.

Para efeito de dimensionamento da secção da conduta de arejamento, foi considerada uma velocidade máxima do ar na conduta de arejamento de 45 m/s, o que conduziu a um diâmetro de 0,73 m, tendo sido adotado, por razões de segurança, uma conduta com 0,80 m de diâmetro.

7 COMPLEXO DE TOMADA DE ÁGUA E CENTRAL HIDROELÉTRICA DE PÉ DE BARRAGEM

7.1 FUNÇÃO, CONSTITUIÇÃO GERAL E DESCRIÇÃO DOS ÓRGÃOS

A) Função

A tomada de água destina-se a transportar caudais para:

- Alimentação da estação elevatória para o Bloco de Rega do Crato, para regadio de área efetiva de 4663 ha desses blocos de rega.
- Alimentação da estação elevatória para abastecimento urbano.
- Caudal ecológico.

B) Constituição

A tomada de água terá a seguinte constituição:

- Torre de tomada de água com entradas a três níveis – Desenho 2241.
- Conduta Ø1800 sob o aterro da barragem, paralela à da descarga de fundo, instalada no interior da galeria de desvio provisório – Desenho 2251.
- Ramificações a jusante, para:
  - As estações elevatórias – Desenho 2271.
  - A central hidroelétrica de pé de barragem, que deverá turbinar os caudais a lançar no leito do rio, ou seja, os caudais ecológicos e os caudais em excesso na albufeira – Desenho 2281.
  - Um circuito de “by-pass” à central (Desenho 2281), que a deverá poder substituir sempre que:
    - Esta não estiver operacional.
    - O caudal a lançar for inferior ao caudal mínimo de funcionamento das turbinas.

C) Descrição dos Órgãos:

A torre de tomada de água terá entradas a três níveis: 239,00, 231,00 e 221,30. Estas tomadas a diferentes níveis permitirão que a captação de água se faça sempre nas melhores condições de qualidade.

As entradas de água serão obturáveis por intermédio de comportas vagão com 2,10 m x 2,75 m de área, cada, sendo a entrada de água protegida por grelha com 2,62 m x 3,10 m de

área. As comportas serão operadas a partir de plataforma à cota do coroamento da barragem, no topo da torre.

A água captada será conduzida a uma conduta vertical de secção quadrada de 2,40 x 2,40 m^2 de área, no interior da torre de tomada de água, que transita para uma conduta Ø1800 mediante uma transição quadrado redondo situada na base da tomada de água a cota inferior.

Esta conduta começará por atravessar o rolhão de betão que obturará a entrada da galeria de desvio provisório e, daí até à saída a jusante, será implantada à vista, apoiada sobre berços de betão, no interior da referida galeria sob o aterro da barragem, com um traçado paralelo ao da descarga de fundo, instalada à direita desta.

A jusante, serão feitas as seguintes ramificações da conduta Ø1800 da tomada de água, de montante para jusante, conforme representado no Desenho 2231:

- Ramificação Ø1000 para a central hidroelétrica.
- Ramificação Ø500 para a estação elevatória para abastecimento urbano.
- Ramificação final, na conduta Ø1800, para a estação elevatória para o bloco de rega do Crato.

A jusante da ramificação Ø1000 para a central, a conduta Ø1800 da tomada de água infletirá em direção a uma câmara de válvulas enterrada.

Esta câmara albergará uma picagem Ø500, dotada de válvula de borboleta, para derivação para a estação elevatória para abastecimento urbano e uma válvula de borboleta Ø1800 na conduta que ligará à estação elevatória para o bloco de rega do Crato.

Imediatamente a montante e a jusante da válvula de borboleta Ø1800 serão instalados dois circuitos de descarga de fundo Ø500 e Ø300, respetivamente, com descarga na bacia de dissipação de energia da descarga de fundo.

A jusante da referida câmara de válvulas será instalado um cone de transição Ø1800/Ø2000, para ligação a esta última estação elevatória.

O projeto dos troços de conduta de ligação às citadas estações elevatórias e as próprias estações elevatórias não estão incluídos no presente estudo.

A ramificação Ø1000 para a central hidroelétrica será feita para o lado esquerdo da bacia de dissipação de energia da descarga de fundo, pelo que a conduta terá que efetuar um cruzamento em pescoço de cavalo sobre a conduta da descarga de fundo.

A central hidroelétrica, que será dotada de duas turbinas do tipo “Cross flow”, restituirá os caudais turbinados para o interior da bacia de dissipação de energia da descarga de fundo.

A central terá uma potência nominal de 2 x 269 kW nos veios das turbinas, sendo de 2 x 250 kW a potência à saída dos bornes dos alternadores, e queda útil variável entre 17,46 m (na

estiagem) e 47,51 m (na estação húmida) para o caudal máximo de 0,72 m^3/s e 0,74 m^3/s, respetivamente. O caudal mínimo turbinável será de 0,15 m^3/s.

O "by-pass" à central será composto por três circuitos paralelos, dois deles com o seguinte equipamento:

- Válvula de cunha Ø500, de comando manual, com funções de isolamento do circuito.
- Filtro Ø500, em Y.
- Medidor de caudal.
- Válvula de globo Ø500 motorizada, para regulação automática do caudal.
- Cone de transição Ø500/Ø600.
- Tê Ø600/ Ø100, sobre o qual será instalada uma ventosa Ø100 de triplo efeito.

O terceiro circuito de "by-pass", com capacidade para regular caudais mais baixos, terá o seguinte equipamento:

- Válvula de cunha Ø150, de comando manual, com funções de isolamento do circuito.
- Filtro de areia Ø150, em Y.
- Medidor de caudal.
- Válvula de globo Ø150 motorizada, para regulação automática do caudal.
- Cone de transição Ø150/Ø200.
- Tê Ø200/ Ø65, sobre o qual será instalada uma ventosa Ø65 de triplo efeito.

7.2 CAUDAIS DE FUNCIONAMENTO

Os caudais previstos extrair da tomada de água da albufeira da barragem do Pisão são os seguintes:

- QCE – caudal ecológico.
- QEEAu – caudal para a Estação elevatória para abastecimento urbano.
- QEERega – caudal para a Estação Elevatória de rega para os blocos do Crato.

Os caudais ecológicos mensais previstos descarregar para jusante da barragem foram já estimados e apresentados no Estudo Prévio. Conforme já referido no Ponto 5.4 do Tomo 1, utilizar-se-ão os caudais ecológicos estimados pelo método do INAG para o dimensionamento da tomada de água.

Os caudais de ponta mensais para a estação elevatória para abastecimento urbano foram extraídos do Estudo Prévio da mesma (AQUALOGUS/TPF, agosto 2022).

Os caudais de ponta mensais para rega dos blocos do Crato foram fornecidos pela empresa Campo d'Água que desenvolveu o projeto de execução desta estação elevatória.

Devido à não simultaneidade de todos os caudais extraídos referidos acima, foi necessário estimar os caudais de ponta, a nível mensal, de forma a determinar os caudais máximos e mínimos extraídos na tomada de água.

É de referir que os caudais previstos turbinar na Central Hidroelétrica preconizada correspondem aos caudais ecológicos (QCE) mais os volumes em excesso na albufeira, que se pretende que sejam descarregados para jusante durante a época húmida, de modo a compensar a albufeira do Maranhão, caso seja necessário.

Na tabela seguinte apresenta-se o resumo dos caudais máximos calculados previstos extrair mensalmente pela tomada de água da barragem do Pisão.

Tabela 7-1 – Caudais máximos extraídos mensalmente da tomada de água da barragem do Pisão

	Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set
	m^3/s											
Caudal ecológico (INAG), QCE	0,25	0,84	1,25	0,94	1,25	0,81	0,71	0,25	0,00	0,13	0,00	0,00
Caudal ecológico ano seco, 25%.QCE	0,06	0,21	0,31	0,23	0,31	0,20	0,18	0,06	0,00	0,03	0,00	0,00
Caudal para EE abastecimento urbano QEEAu	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Caudal para a EE de rega bloco Crato QEERega	0,93	0,16	0,15	0,16	0,62	1,03	2,20	3,48	4,80	5,00	5,00	2,35
QCE + QEEAu	**0,25**	**0,84**	**1,25**	**0,94**	**1,25**	**0,81**	**0,71**	**0,50**	**0,25**	**0,38**	**0,25**	**0,25**
QCE + QEEAu + QEERega	**1,18**	**1,00**	**1,40**	**1,10**	**1,87**	**1,84**	**2,91**	**3,98**	**5,05**	**5,38**	**5,25**	**2,60**

Da leitura da tabela anterior, e com base em simulações de turbinagem (ver Ponto 7.7) estabeleceram-se os seguintes caudais de funcionamento extremos:

- Caudal máximo turbinável na estação húmida = 2 x 0,74 m^3/s.
- Caudal máximo global da tomada de água = 5,38 m^3/s.
- Caudal mínimo de funcionamento isolado do “by-pass” à central hidroelétrica = 0,02 m^3/s.

7.3 VERIFICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO DA TOMADA DE ÁGUA

7.3.1 Cálculo da perda de carga localizada na grelha

O coeficiente de perda de carga localizada em cada grelha da tomada de água foi estimado com base na fórmula de Levin, dada por:

$$K = K_d . K_f . p^{1,6} . f\left(\frac{b}{a}\right) . sen\varphi$$

Em que:

K – Coeficiente de perda de carga localizada (-).

K_d – Coeficiente de depósitos sobre a grelha considerada suja (considerado 1,2 no presente estudo).

K_f – Coeficiente de forma da secção transversal da grelha (secção retangular é 0,51).

p – Relação entre a área obstruída pela grelha e a área total (considerou-se de 13%).

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2,3\left(\frac{b}{a}\right) + 2,4\left(\frac{a}{b}\right)$$

b - Dimensão da secção transversal das barras no sentido do escoamento (60 mm).

a – Espaço livre entre barras (40 mm).

φ - Ângulo da grelha com a horizontal (75º).

Aplicando a formulação anterior e os valores adotados obtém-se um valor de K = 0,30. Sendo assim, a perda de carga localizada na grelha para o caudal de dimensionamento (5,38 m^3/s), será de:

$$\Delta H = K\frac{U^2}{2g} = 0,30\frac{0,76^2}{2 \times 9,8} = 0,01\ m$$

Sendo *U* a velocidade média do escoamento na aproximação à grelha, em m/s.

O coeficiente K em relação à velocidade do escoamento sobre a secção da comporta, de 2,10 m x 2,75 m, é de K=0,20.

7.3.2 Cálculo da estabilidade das grelhas

O escoamento, ao passar através das barras das grelhas, gera sucessivos turbilhões alternados, cuja frequência importa conhecer, a fim de a frequência própria das barras, f_b, seja afastada das frequências dos turbilhões, f_t, de modo a evitar fenómenos de ressonância nas barras, que conduzem a vibrações que podem causar danos nas grelhas.

Na prática, aceita-se como seguro, isto é, que não ocorram ressonâncias perigosas, desde que se verifique: $f_b/f_t > 1,5$

A frequência dos turbilhões é estimada por:

$$f_t = \frac{S_t U}{e}$$

Em que:

- U - velocidade de aproximação à grelha (≅ 0,80 m/s).
- e - espessura das barras (0,006 m).
- S_t - Número de STROUHAL que é função da secção das barras e da relação (a + e)/e.

De acordo com a bibliografia da especialidade, o S_t terá um valor de aproximadamente 0,275 para este tipo de grelhas, pelo que a frequência dos turbilhões será assim de 36,2 Hz.

A frequência própria das barras da grelha calculou-se pela seguinte equação:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\gamma_b + \frac{a}{e}\gamma}}$$

Em que:

M – Fator de fixação (extremidades encastradas: M = k/2π, em que k = 22,4 para a harmónica fundamental).

K – Raio de giração da secção transversal da barra em m ($K = \sqrt{\frac{e^2}{12}}$).

L – Distância entre apoios das barras (0,50 m).

E_b – Módulo de elasticidade do aço das barras (2,1 x 10^{11} N/m^2).

γ_b – Peso volúmico do aço das barras (78 kN/m^3).

γ – Peso volúmico da água (9,8 kN/m^3).

As restantes variáveis já se encontram definidas atrás.

Com base nos dados fixados para as grelhas, obteve-se uma frequência das barras de f_b = 93,6 Hz. Este valor é cerca de 2,6 vezes o da frequência dos turbilhões, pelo que se considera verificada a estabilidade das grelhas.

7.4 CÁLCULO DAS PIEZOMÉTRICAS MÍNIMAS NAS LIGAÇÕES ÀS DUAS ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

A) Cálculo da piezométrica mínima na ligação à estação elevatória de rega para o bloco do Crato:

- Nível mínimo na albufeira = NmE_{rega} = 221,30.
- Caudal máximo global na tomada de água = 5,38 m^3/s, ocorrido no mês de julho.
- Caudais ao longo da conduta da tomada de água:

- Q_1=5,38 m^3/s - caudal no troço de montante, entre a tomada de água e a ramificação para a central hidroelétrica.
- Q_2=5,38 – (Q_{CE}=0,13) = 5,25 m^3/s - caudal no troço entre a ramificação para a central hidroelétrica e a picagem para a conduta de alimentação à estação elevatória de abastecimento urbano.
- Q_3 = 5,25 – (Q_{EEAu}=0,250) = 5,00 m^3/s - caudal no troço da ligação à estação elevatória de rega para o bloco do Crato.

No primeiro troço, para o caudal máximo de Q_1=5,38 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,446 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:
  - Entrada na tomada de água (2,10 x 2,75 m^2) protegida com grelha:

    $\Delta H_1 = 0{,}4 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0{,}4 \times \frac{0{,}93^2}{19{,}62}$=0,018 m, sendo V_1 a velocidade na secção da comporta de entrada e K = 0,20 (grelha, conforme secção 7.3.1) + 0,20 (transição de entrada) = 0,40.
  - Cotovelo a 90º, na transição para a conduta vertical com 2,40 x 2,40 m^2 de área no interior da torre de tomada de água:

    $\Delta H_2 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{0{,}93^2}{19{,}62}$=0,044 m.
  - Transição quadrado redondo 2,40 x 2,40 m^2 / Ø1800 no interior da torre de tomada de água:

    $\Delta H_3 = 0{,}03 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}03 \times \frac{2{,}11^2}{19{,}62}$=0,007 m, sendo V_2 a velocidade na conduta Ø1800.
  - Curva a 47,33º na conduta Ø1800, sob a torre de tomada de água, na transição para a conduta instalada no interior da galeria de desvio provisório:

    $\Delta H_4 = 0{,}133 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}133 \times \frac{2{,}11^2}{19{,}62}$=0,030 m.
  - Curva a 43,14º na conduta Ø1800, sob a torre de tomada de água, na transição para a conduta instalada no interior da galeria de desvio provisório:

    $\Delta H_5 = 0{,}123 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}123 \times \frac{2{,}11^2}{19{,}62}$=0,028 m.

Obtém-se, assim, para Q_1=5,38 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=1}^{5} \Delta H_i$ =0,127 m.

- Perdas de carga contínuas:

- Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em aço:

  Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_1=5,38 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_1=0,0015 m/m. Para o comprimento total de L_1=21,67 m tem-se $\Delta H_6 = J_1 \times L_1 = 0{,}0015 \times 21{,}67$ =0,032 m.

- Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em PRFV:

  Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,03 mm, obteve-se, para o caudal Q_1=5,38 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_2=0,00133 m/m. Para o comprimento total de L_2=216,30 m tem-se $\Delta H_7 = J_2 \times L_2 = 0{,}00133 \times 216{,}30$ =0,287 m.

Obtém-se, assim, para Q_1=5,38 m^3/s, $\Delta H_C = \sum_{i=6}^{7} \Delta H_i$ =0,319 m.

A perda de carga total desde a entrada na tomada de água até à secção imediatamente a montante da ramificação para a central hidroelétrica será, pois, para o caudal de 5,38 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 0,127 + 0,319 = 0,446 m.

No segundo troço, para o caudal máximo de Q_2=5,25 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,194 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:
  - Passagem pela bifurcação Ø1800 para a ramificação Ø1000 de alimentação à central hidroelétrica:

    $\Delta H_8 = K_{2.4} \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}30 \times \frac{2{,}06^2}{19{,}62}$=0,065 m, sendo $K_{2.4}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1800 de montante (Q=5,38 m^3/s e V_2=2,11 m/s) e o ramo Ø1800 de jusante, em função de V_3/V_2, sendo V_3 a velocidade do escoamento no ramal Ø1000 perpendicular ao ramo Ø1800 (Q=0,13 m^3/s e V_3=0,10 m/s). Tem-se V_3/V_2=0,05 e K=0,30.

  - Curva a 45º na conduta Ø1800:

    $\Delta H_9 = 0{,}132 \times \frac{V_4^2}{2g} = 0{,}132 \times \frac{2{,}06^2}{19{,}62}$=0,029 m, sendo V_4 a velocidade na conduta Ø1800.

  - Curva a 32º na conduta Ø1800:

    $\Delta H_{10} = 0{,}090 \times \frac{V_4^2}{2g} = 0{,}090 \times \frac{2{,}06^2}{19{,}62}$=0,020 m.

Obtém-se, assim, para Q_2=5,25 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=8}^{10} \Delta H_i$ =0,113 m.

- Perdas de carga contínuas:
  - Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_2=5,25 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_3=0,0014 m/m. Para o comprimento total de L_3=57,53 m tem-se $\Delta H_{11} = J_3 \times L_3 = 0{,}0014 \times 57{,}53$ =0,081 m.

A perda de carga total, desde a secção imediatamente a montante da ramificação para a central hidroelétrica até à secção a montante da ramificação para o abastecimento urbano será, pois, para o caudal de 5,25 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 0,113 + 0,081 = 0,194 m.

No terceiro troço, a jusante da ramificação para abastecimento urbano, e para o caudal máximo de Q_3=5,00 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,082 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:
  - Válvula de borboleta na conduta Ø1800:

    $\Delta H_{12} = 0{,}2 \times \frac{V_5^2}{2g} = 0{,}2 \times \frac{1{,}96^2}{19{,}62}$=0,039 m, sendo V_5 a velocidade na conduta Ø1800.
  - Cone de expansão Ø1800/ Ø2000, com ângulo de divergência de 9º:

    $\Delta H_{13} = 0{,}1 \times \frac{V_5^2}{2g} = 0{,}1 \times \frac{1{,}96^2}{19{,}62}$=0,020 m.

Obtém-se, assim, para Q_3=5,00 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=12}^{13} \Delta H_i$ =0,059 m.

- Perdas de carga contínuas:
  - Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_3=5,00 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_4=0,0013 m/m. Para o comprimento total de L_4=4,84 m tem-se $\Delta H_{14} = J_4 \times L_4 = 0{,}0013 \times 4{,}84$ =0,006 m.
  - Perda de carga contínua na conduta DN2000 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_3=5,00 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_5=0,0008 m/m. Para o comprimento total de L_5=1,08 m tem-se $\Delta H_{15} = J_5 \times L_5 = 0{,}0008 \times 1{,}08$ =0,001 m.

A perda de carga total desde a secção imediatamente a montante da ramificação para o abastecimento urbano até à ligação à conduta da estação elevatória de rega para o bloco do Crato será, pois, para o caudal de 5,00 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 0,059 + 0,007 = 0,066 m.

Tem-se, deste modo, que a cota da linha de energia na ligação à conduta da estação elevatória de rega para o bloco do Crato será de: 221,30 – 0,447 - 0,194 - 0,066 ≅ 220,59. A cota piezométrica correspondente será de 220,59 - $\frac{V^2}{2g} = 220{,}59 - \frac{1{,}77^2}{19{,}62}$=220,43.

B) Cálculo da piezométrica mínima na ligação à estação elevatória de abastecimento urbano:

- Nível mínimo na albufeira = $NmE_{abastecimento}$ = 219,10.
- Caudal máximo global na tomada de água = 0,250 m^3/s.
- Caudais ao longo da conduta da tomada de água:

  Q_1=0,250 m^3/s - caudal no troço de montante, entre a tomada de água e a picagem para a conduta de alimentação à estação elevatória de abastecimento urbano.

Desprezam-se as perdas de carga ao longo da conduta Ø1800 desde a tomada de água, dada a reduzida velocidade do escoamento para o caudal de 0,250 m^3/s, de V=0,098 m/s.

Na conduta Ø500, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,152 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:
  - Tê Ø1800/Ø500:

    $\Delta H_1 = 0{,}5 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0{,}5 \times \frac{1{,}27^2}{19{,}62}$=0,041 m, sendo V_1 a velocidade na conduta Ø500.
  - Válvula de borboleta Ø500:

    $\Delta H_2 = 0{,}2\frac{V_1^2}{2g} = 0{,}2\frac{1{,}17^2}{19{,}62}$=0,017 m.

Obtém-se, assim, para Q_1=0,250 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=1}^{2} \Delta H_i$ =0,058 m.

- Perdas de carga contínuas:
  - Perda de carga contínua na conduta Ø500 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_1=0,250 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_1=0,0026 m/m. Para o comprimento total de L_1=2,49 m tem-se $\Delta H_3 = J_1 \times L_1 = 0{,}0026 \times 2{,}49$ =0,006 m.

A perda de carga total desde a entrada na tomada de água até à ligação à estação elevatória de abastecimento urbano será, pois, para o caudal de 0,250 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C = 0{,}058 + 0{,}006 = 0{,}064$ m.

Tem-se, deste modo, que a cota da linha de energia na ligação à conduta da estação elevatória de abastecimento urbano será de: 219,10 - 0,064 ≅ 219,04. A cota piezométrica correspondente será de 219,04 - $\frac{V^2}{2g} = 219{,}04 - \frac{1{,}31^2}{19{,}62}$=218,95.

7.5 FUNCIONAMENTO DA CENTRAL

7.5.1 Cálculo do nível na restituição da central para o caudal máximo

O nível na restituição da central foi calculado admitindo escoamento em regime crítico sobre a soleira dos canais retangulares a jusante da restituição, com soleiras à cota 202,30 e com 2,00 m de largura:

$N = 202{,}30 + 1{,}5\sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$, em que q é o caudal unitário, em m^2/s, dado por q=Q/b, sendo b a largura do canal.

Ter-se-á:

- para Q=0,74 m^3/s (caudal unitário máximo turbinável na estação húmida): N=202,66.

7.5.2 Cálculo da queda máxima da central com o caudal máximo na estação húmida (albufeira no NMC)

- Nível na albufeira = NMC = 250,45.
- Caudal global na tomada de água = 2,10 m^3/s, ocorrido no mês de fevereiro.
- Caudais ao longo da conduta da tomada de água:
  - Q_1=2,10 m^3/s - caudal no troço de montante, entre a tomada de água e a ramificação para a central hidroelétrica.
  - Q_2=2,10 – (Q_{EEAu}=0,00) – ($Q_{EECrato}$=0,62) = 1,48 m^3/s - caudal na ramificação para a central hidroelétrica.
  - Q_3=1,48 – ($Q_{turbina1}$=0,74) = 0,74 m^3/s - caudal na turbina 2.

No primeiro troço, para o caudal máximo de Q_1=2,10 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,074 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:

- Entrada na tomada de água (2,10 x 2,75 m^2) protegida com grelha:

  $\Delta H_1 = 0{,}4 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0{,}4 \times \frac{0{,}36^2}{19{,}62}$=0,003 m, sendo V_1 a velocidade na secção da comporta de entrada e K = 0,20 (grelha, conforme secção 7.3.1) + 0,20 (transição de entrada) = 0,40.

- Cotovelo a 90º, na transição para a conduta vertical com 2,40 x 2,40 m^2 de área no interior da torre de tomada de água:

  $\Delta H_2 = \frac{V_1^2}{2g} = \frac{0{,}36^2}{19{,}62}$=0,007 m.

- Transição quadrado redondo 2,40 x 2,40 m^2 / Ø1800 no interior da torre de tomada de água:

  $\Delta H_3 = 0{,}03 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}03 \times \frac{0{,}83^2}{19{,}62}$=0,001 m, sendo V_2 a velocidade na conduta Ø1800.

- Curva a 47,33º na conduta Ø1800, sob a torre de tomada de água, na transição para a conduta instalada no interior da galeria de desvio provisório:

  $\Delta H_4 = 0{,}133 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}133 \times \frac{0{,}83^2}{19{,}62}$=0,005 m.

- Curva a 43,14º na conduta Ø1800, sob a torre de tomada de água, na transição para a conduta instalada no interior da galeria de desvio provisório:

  $\Delta H_5 = 0{,}123 \times \frac{V_2^2}{2g} = 0{,}123 \times \frac{0{,}83^2}{19{,}62}$=0,004 m.

Obtém-se, assim, para Q_1=2,10 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=1}^{5} \Delta H_i$ =0,019 m.

- Perdas de carga contínuas:

  - Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_1=2,10 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_1=0,0002 m/m. Para o comprimento total de L_1=21,67 m tem-se $\Delta H_6 = J_1 \times L_1 = 0{,}0002 \times 21{,}67 = 0{,}004$ m.

  - Perda de carga contínua na conduta Ø1800 em PRFV:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,03 mm, obteve-se, para o caudal Q_1=2,10 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_2=0,00023 m/m. Para o comprimento total de L_2=216,30 m tem-se $\Delta H_7 = J_2 \times L_2 = 0{,}00023 \times 216{,}30$ =0,049 m.

Obtém-se, assim, para Q_1=2,10 m^3/s, $\Delta H_C = \sum_{i=6}^{7} \Delta H_i$ =0,053 m.

A perda de carga total desde a entrada na tomada de água até à secção imediatamente a montante da ramificação para a central hidroelétrica será, pois, para o caudal de 2,10 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 0,019 + 0,053 = 0,074 m.

No segundo troço, para o caudal máximo de Q_2=1,48 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 0,219 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:
  - Passagem pela bifurcação para a ramificação Ø1800/Ø1000 para a central hidroelétrica, a qual estará em funcionamento com o caudal de 1,48 m^3/s:

    $\Delta H_8 = K_{2.3} \times \frac{V_2^2}{2g} = 2{,}5 \times \frac{0{,}58^2}{19{,}62}$=0,043 m, sendo $K_{2.3}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1800 de montante (Q=2,10 m^3/s e V_2=0,83 m/s) e o ramo Ø1000, perpendicular ao primeiro, de derivação para a central hidroelétrica (Q=1,48 m^3/s e V_3=1,88 m/s), dado em função de V_3/V_2. Tem-se V_3/V_2=2,28 e $K_{2.3}$=2,50.
  - 4 curvas a 90º na conduta Ø1000:

    $\Delta H_9 = 0{,}64 \times \frac{V_3^2}{2g} = 0{,}64 \times \frac{1{,}88^2}{19{,}62}$=0,116 m, sendo V_3 a velocidade na conduta Ø1000.

Obtém-se, assim, para Q_2=1,48 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=8}^{9} \Delta H_i$ =0,159 m.

- Perdas de carga contínuas:
  - Perda de carga contínua na conduta Ø1000 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_2=1,48 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_3=0,0024 m/m. Para o comprimento total de L_3=25 m tem-se $\Delta H_{12} = J_3 \times L_3 = 0{,}0024 \times 25$ =0,06 m.

Obtém-se, assim, para Q_2=1,48 m^3/s, $\Delta H_C = \sum_{i=12}^{12} \Delta H_i$ =0,06 m.

A perda de carga total desde a secção imediatamente a montante da ramificação para a central hidroelétrica até à entrada na primeira turbina será, pois, para o caudal de 1,48 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 0,159 + 0,06 = 0,219 m.

No terceiro troço, para a segunda turbina, para o caudal máximo de Q_3=0,74 m^3/s, o somatório das perdas de carga localizadas mais as perdas de carga contínuas será de 1,348 m, com a seguinte discriminação:

- Perdas de carga localizadas:

- Passagem pela bifurcação para a ramificação Ø1000/Ø600 para a segunda turbina, a qual estará em funcionamento com o caudal de 0,74 m^3/s:
- $\Delta H_{13} = K_{2.3} \times \frac{V_2^2}{2g} = 3{,}4 \times \frac{2{,}62^2}{19{,}62}$=1,187 m, sendo $K_{2.3}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1000 de montante (Q=0,74 m^3/s e V_2=0,94 m/s) e o ramo Ø600, perpendicular ao primeiro, de derivação para a segunda turbina (Q=0,74 m^3/s e V_3=2,62 m/s), dado em função de V_3/V_2. Tem-se V_3/V_2=2,78 e $K_{2.3}$=3,40.

- 1 curva a 22º na conduta Ø600:

  $\Delta H_{14} = 0{,}10 \times \frac{V_3^2}{2g} = 0{,}16 \times \frac{2{,}62^2}{19{,}62}$=0,035 m, sendo V_3 a velocidade na conduta Ø600.

- Válvula de borboleta Ø600:

  $\Delta H_{15} = 0{,}2 \times \frac{V_4^2}{2g} = 0{,}2 \times \frac{2{,}62^2}{19{,}62}$=0,07 m

Obtém-se, assim, para Q_3=0,74 m^3/s, $\Delta H_L = \sum_{i=13}^{15} \Delta H_i$ =1,29 m.

- Perdas de carga contínuas:
  - Perda de carga contínua na conduta Ø600 em aço:

    Por aplicação da fórmula de Colebrook-White, tomando uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, obteve-se, para o caudal Q_2=0,74 m^3/s, o seguinte valor de perda de carga unitária: J_4=0,0082 m/m. Para o comprimento total de L_4=6,80 m tem-se $\Delta H_{18} = J_4 \times L_4 = 0{,}0082 \times 6{,}80$ =0,056 m.

Obtém-se, assim, para Q_3=0,74 m^3/s, $\Delta H_C = \sum_{i=17}^{17} \Delta H_i$ =0,056 m.

A perda de carga total desde a secção imediatamente a jusante da primeira ramificação para a primeira turbina até à entrada na segunda turbina será, pois, para o caudal de 0,74 m^3/s, $\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_C$ = 1,29+ 0,056 = 1,348 m.

A perda de carga total será, deste modo, de: 0,074 + 0,219 + 1,348 ≅ 1,64 m.

A queda bruta máxima da central será de 250,45 – 202,30 = 48,15 m. A queda útil máxima será de 250,45 – 202,66 – 1,64 = 46,15 m.

7.5.3 Cálculo da queda mínima da central com o caudal máximo na estação húmida (albufeira no NME_{rega})

- Nível na albufeira = NmE_{rega}= 221,30.
- Caudal global na tomada de água = 2,10 m^3/s, ocorrido no mês de fevereiro.

As perdas de carga totais foram calculadas e justificadas no Ponto 7.5.2 sendo de 1,64 m.

A queda bruta mínima da central será de 221,30 – 202,30 = 19 m. A queda útil mínima será de 221,30 – 202,66 – 1,64 = 17,0 m.

7.6 FUNCIONAMENTO DO "BY-PASS" À CENTRAL

7.6.1 Demonstração da capacidade do "by-pass" para substituir as turbinas, na estação húmida (albufeira no NmE_{rega}), com o caudal máximo ecológico

A demonstração da capacidade do "by-pass" consiste em garantir que será possível substituir as turbinas, na estação húmida, com a descarga do caudal máximo ecológico previsto pelo método do INAG (1,25 m^3/s), mesmo com o NmE_{rega} na albufeira.

Para tanto, consideraram-se as duas válvulas de globo Ø500 totalmente abertas e, portanto, o caudal de 1,25 m^3/s repartido igualmente pelos dois circuitos paralelos Ø500, e calculou-se o nível na albufeira para fazer circular esse caudal máximo:

- $N = 204{,}21 + V_{500}^2/19{,}62 + \Delta H_t$,

em que é:

- 204,21 – cota do eixo da válvula Ø500.
- N – nível na albufeira.
- V_{500} = velocidade do escoamento do jato à saída da válvula Ø500 (3,18 m/s).
- ΔH_t – Perdas de carga entre a albufeira e a válvula de globo Ø500.

Resulta, então:

- $N = 204{,}73 + \Delta H_t$,

Para o somatório ΔH_t, foram consideradas as seguintes perdas de carga individuais:

- Perda de carga no troço Ø1800 desde a entrada na tomada de água até à secção imediatamente a montante da ramificação para a central hidroelétrica, para o caudal Q = 5,38 m^3/s, determinada na secção 7.4 (ΔH_1 = 0,466 m).
- Perda de carga na passagem pela bifurcação para a ramificação Ø1800/Ø1000 para a central hidroelétrica:

  $\Delta H_2 = K_{2.3} \times \frac{V_2^2}{2g} = 2{,}60 \times \frac{0{,}73^2}{19{,}62}$=0,072 m, sendo $K_{2.3}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1800 de montante (Q=1,87 m^3/s e V_2=0,73 m/s) e o ramo Ø1000, perpendicular ao primeiro, de derivação para a central hidroelétrica (Q=1,25 m^3/s e V_3=1,59 m/s), dado em função de V_3/V_2. Tem-se V_3/V_2=2,17 e $K_{2.3} \cong 2{,}60$.

- Perda de carga nas 3 curvas a 90º da conduta Ø1000, que se considerou dada por:

$\Delta H_3 = 0{,}48 \times \frac{V_3^2}{2g} = 0{,}48 \times \frac{1{,}59^2}{19{,}62}$=0,062 m.

- Perda de carga contínua na conduta Ø1000, para a qual se considerou uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, resultando, da fórmula de Colebrook-White, para o caudal 1,25 m^3/s: ΔH_4 = J x L = 0,0017 x 15,65 = 0,027 m.
- Perda de carga na passagem pela primeira bifurcação Ø1000 para o primeiro circuito de "by-pass" Ø500, o qual estará em funcionamento com o caudal de 0,625 m^3/s:

$\Delta H_5 = K_{3.4} \times \frac{V_3^2}{2g} = 0{,}0 \times \frac{0{,}94^2}{19{,}62}$=0 m, sendo $K_{3.4}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1000 de montante (Q=1,25 m^3/s e V_3=1,59 m/s) e o ramo Ø500 de jusante, em função de V_5/V_3, sendo V_5 a velocidade do escoamento no ramal Ø500 perpendicular ao ramo Ø1000 (Q=0,625 m^3/s e V_5=3,18 m/s). Tem-se V_5/V_3=4,0 e K≅0.

- Perda de carga na passagem pela segunda bifurcação Ø1000 para o segundo circuito de "by-pass" Ø500, o qual estará em funcionamento com o caudal de 0,625 m^3/s:

$\Delta H_6 = K_{4.6} \times \frac{V_4^2}{2g} = 15{,}00 \times \frac{0{,}80^2}{19{,}62}$=0,484 m, sendo $K_{4.6}$ o coeficiente de perda de carga entre o ramo Ø1000 de montante (Q=0,625 m^3/s e V_4=0,80 m/s) e o ramo Ø500, perpendicular ao primeiro, em função de V_6/V_4, sendo V_6 a velocidade do escoamento no ramal Ø500 perpendicular ao ramo Ø1000 (Q=0,625 m^3/s e V_6=3,18 m/s). Tem-se V_6/V_4=4 e K≅15,00.

- Perda de carga na curva a 30º da conduta Ø500, que se considerou dada por:

$\Delta H_7 = 0{,}11 \times \frac{V_6^2}{2g} = 0{,}11 \times \frac{3{,}18^2}{19{,}62}$ =0,057 m.

- Perda de carga na válvula de cunha Ø500, que se considerou dada por:

$\Delta H_8 = 0{,}10 \times \frac{V_6^2}{2g}$ =0,052 m.

- Perda de carga no filtro em Y, Ø500 (considerado colmatado a 25%), que se considerou dada por:

$\Delta H_9 = 11{,}85 \times \frac{V_6^2}{2g} = 11{,}85 \times \frac{3{,}18^2}{19{,}62}$ =6,12 m.

- Perda de carga contínua na conduta Ø500, para a qual se considerou uma rugosidade absoluta de 0,1 mm, resultando, da fórmula de Colebrook-White:

ΔH_{10} = J x L = 0,015 x 18,70 = 0,27 m.

- Perda de carga na válvula Ø500 de regulação de caudal, totalmente aberta, que, segundo os dados da "RAMUS" (fabricante de válvulas), se considerou dada por:

  $\Delta H_{11} = \left(\frac{Q}{Kv}\right)^2$, com ΔH em bar, Q em m^3/h, Kv=2850 m^3/h.

  A equação anterior resulta em:

$$\Delta H_{11} = 12{,}46 \times \frac{V_6^2}{2g} = 12{,}46 \times \frac{3{,}18^2}{19{,}62} = 6{,}435 \text{ m.}$$

Obteve-se, então, $\Delta H_t = \sum_{i=1}^{11} \Delta H_i$ =13,58 m e N = 204,63 + 14,02 = 218,75.

Este nível é inferior ao NmE_{rega} = 221,30, pelo que fica demonstrada a suficiência do circuito de "by-pass".

Tal como se verá na secção 7.6.2, o terceiro circuito de by-pass (Ø150) terá uma capacidade de 0,08 m^3/s, para a albufeira no NmE_{rega} =221,30, a que acrescerá à capacidade dos dois circuitos Ø500, por si já suficientes para debitar o caudal máximo ecológico.

7.6.2 Cálculo da parcialização do "by-pass", necessária para fazer passar o seu caudal mínimo com o NPA e com o $NME_{abastecimento}$

O cálculo da parcialização do "by-pass", necessária para fazer passar o seu caudal mínimo (0,02 m^3/s), foi feito para o circuito Ø150[1].

Para tal, houve que determinar em primeiro lugar a capacidade deste circuito, com a válvula de globo Ø150 totalmente aberta, para o NPA e para o $NmE_{abastecimento}$.

A curva de vazão do circuito é obtida a partir da seguinte equação:

- $N = 204{,}21 + V_{150}^2/19{,}62 + \Delta H_t$,

em que é:

- 204,21 – cota do eixo da válvula Ø150.
- N – nível na albufeira.
- $V_{150} = Q / 0{,}018$ – velocidade do escoamento do jato à saída da válvula Ø150.
- ΔH_t – Perdas de carga entre a albufeira e a válvula de globo Ø150.

Para o somatório ΔH_t, desprezaram-se, conservadoramente, as perdas de carga entre a tomada de água e a ramificação para o "by-pass".

Foram, pois, consideradas as seguintes perdas de carga individuais:

- Perda de carga no tê Ø900/ Ø150

[1] Como referido no Volume 1 Tomo1, este circuito torna-se necessário para fazer passar caudais reduzidos.

$\Delta H_1 = 0{,}5 \times \frac{V_1^2}{2g} = 81{,}6 \times Q^2$, sendo V_1 a velocidade na conduta Ø150.

- Perda de carga na curva a 30º da conduta Ø150, que se considerou dada por:

$\Delta H_2 = 0{,}11 \times \frac{V_1^2}{2g} = 18{,}0 \times Q^2$.

- Perda de carga na válvula de cunha Ø150, que se considerou dada por:

$\Delta H_3 = 0 \times \frac{V_1^2}{2g} = 0$.

- Perda de carga no filtro de areia em Y, Ø150 (considerado não colmatado), que se considerou dada por:

$\Delta H_4 = 3{,}36 \times \frac{V_1^2}{2g} = 548{,}4 \times Q^2$.

- Perda de carga contínua na conduta Ø150, com um comprimento de 14,70 m, para a qual se considerou uma rugosidade absoluta de 0,1mm, resultando, da fórmula de Colebrook-White:

ΔH_5 = J x L = $326{,}6 \times Q^2$.

- Perda de carga na válvula Ø150 de regulação de caudal, totalmente aberta, que, segundo os dados da RAMUS (fabricante de válvulas), se considerou dada por:

$\Delta H_6 = \left(\frac{Q}{Kv}\right)^2$, com ΔH em bar, Q em m^3/h, Kv=294 m^3/h.

A equação anterior resulta em:

$\Delta H_6 = 9{,}49 \times \frac{V_1^2}{2g} = 1548{,}9 \times Q^2$.

Obteve-se, então, $\Delta H_t = \sum_{i=1}^{6} \Delta H_i = 2523{,}5 \times Q^2$.

Resulta que a equação da curva de vazão do circuito de “by-pass” será:

$$Q = 0{,}0193 \times \sqrt{N - 204{,}21}$$

Na situação de NPA=248,00 ter-se-á uma capacidade de Q=0,128 m^3/s e uma parcialização de 16% na válvula Ø150 para ser debitado o caudal mínimo de 0,02 m^3/s.

Na situação de NmE_{rega}=221,30 ter-se-á uma capacidade de Q=0,08 m^3/s.

Por sua vez, na situação de $NmE_{abastecimento}$=219,10 ter-se-á uma capacidade de Q=0,07 m^3/s e uma parcialização de 27% na válvula Ø150 para ser debitado o caudal mínimo de 0,02 m^3/s.

7.7 ESTIMATIVA DA PRODUÇÃO DA CENTRAL HIDROELÉTRICA DE PÉ DE BARRAGEM

Como já referido anteriormente, a produção de energia hidroelétrica na central de pé de barragem do Pisão será realizada com os caudais ecológicos e ainda com os caudais excedentários afluentes à albufeira que serão descarregados, durante a estação húmida, para jusante (albufeira do Maranhão).

No âmbito dos estudos anteriores realizados, estimou-se que a afluência média anual afluente à secção da barragem do Pisão, para o período de estudo de 30 anos, seria de aproximadamente 50 hm^3/ano.

Contudo, e conforme referido no Tomo 2, a APA solicitou que se utilizasse uma série de afluências reduzida de 7%, para ter já em consideração o efeito das Alterações Climáticas. Assim, a série de afluências adotada tem uma média anual de 46,43 hm^3.

De forma a se estimar com a maior acuidade possível os volumes turbinados na central de pé de barragem do Pisão, procedeu-se à simulação da exploração da albufeira com séries diárias para o mesmo período de 30 anos, com a redução de 7% referida acima.

A série de caudais ecológicos foi também desagregada numa série diária, considerando-se constante para cada ano hidrológico (consideraram-se também os anos secos onde se prevê uma redução dos caudais ecológicos a descarregar, conforme explicado no Tomo 1 do Volume 1).

Com base nos dados das turbinas previstas instalar, foi possível então estimar os caudais turbinados e avaliar a produtividade média anual e mensal da central.

De acordo com os dados de base das turbinas previstas instalar, tem-se que:

- 2 turbinas do tipo “Cross-flow”
- Caudal máximo turbinado: 2 x 0,74 m^3/s
- Caudal mínimo turbinado: 0,15 m^3/s
- Queda útil dos melhores rendimentos: 36 m
- Queda bruta mínima: 19,0 m
- Queda bruta máxima: 48,15 m
- Potência (veio da turbina): 2 x 269 kW
- Potência (à saída do alternador): 2 x 250 kW
- Nível de água na restituição: 202,66

No que concerne aos rendimentos considerados, tendo em consideração a elevada variabilidade das quedas, considerou-se as seguintes situações:

Caudal máximo turbinado: 0,74 m^3/s

1. **Queda mínima**

a) Rendimento da turbina: 75%
b) Rendimento do multiplicador: 96%
c) Rendimento do gerador: 90%
d) Rendimento do transformador: 96%
e) Rendimento global: 62%

2. **Queda nominal**

a) Rendimento da turbina: 78%
b) Rendimento do multiplicador: 97%
c) Rendimento do gerador: 95,5%
d) Rendimento do transformador: 97%
e) Rendimento global: 70%

3. **Queda máxima**

a) Rendimento da turbina: 80%
b) Rendimento do multiplicador: 96%
c) Rendimento do gerador: 91%
d) Rendimento do transformador: 97%
e) Rendimento global: 67%

Média dos rendimentos para o caudal máximo: 66,3%

Caudal mínimo turbinado: 0,15 m^3/s

1. **Queda mínima**

a) Rendimento da turbina: 65%
b) Rendimento do multiplicador: 93%
c) Rendimento do gerador: 75%
d) Rendimento do transformador: 90%
e) Rendimento global: 41%

2. **Queda nominal**

a) Rendimento da turbina: 70%
b) Rendimento do multiplicador: 93,5%
c) Rendimento do gerador: 80%
d) Rendimento do transformador: 92%
e) Rendimento global: 48,2%

3. Queda máxima

a) Rendimento da turbina: 72%
b) Rendimento do multiplicador: 94%
c) Rendimento do gerador: 85%
d) Rendimento do transformador: 93%
e) Rendimento global: 53,5%

Média dos rendimentos para o caudal mínimo: 48%

Admitindo que em cerca de dois terços do tempo a turbina está a turbinar no caudal máximo e apena um terço no caudal mínimo, tem-se então um rendimento global ponderado de:

$$2/3 \times 66,3 + 1/3 \times 48 = 60,1\%$$

Assim, para a simulação da produção média de energia, considerou-se um rendimento à saída do transformador de 60,1% (considerado constante ao longo da simulação).

É de referir que os rendimentos admitidos e apresentados acima poderão alterar ligeiramente em função do fabricante da turbina/gerador adjudicatário da obra.

A queda útil ao longo da simulação foi estimada pela seguinte expressão:

$$H = N_{alb} - 202,66 - 0,748.Q^2$$

Onde:

- H – queda útil (m);
- N_{alb} – nível na albufeira (m);
- Q – caudal turbinado (m^3/s).

A simulação da exploração diária da albufeira teve assim em consideração a variação da queda (nível na albufeira), que é função das afluências naturais, dos consumos de rega e de abastecimento de água previstos, da evaporação e das descargas do volume em excesso.

Os volumes potencialmente turbináveis são os caudais ecológicos e os volumes em excesso na albufeira que serão turbinados e descarregados para jusante (albufeira do Maranhão) durante a época húmida.

Os caudais potencialmente turbináveis foram truncados para os caudais limitantes da capacidade máxima das duas turbinas:

$$0,15 \leq Q \leq 0,74\ m^3/s$$

A energia produzida, em cada passo de cálculo da simulação, calculou-se por:

$$E = \frac{\forall \times H}{\frac{3600}{g \times \eta}}$$

Em que:

- E – energia produzida (GWh);
- ∀ – volume turbinado (hm^3);
- H – queda útil (m);
- η - rendimento à saída do transformador (-);
- g – aceleração da gravidade (9,8 m/s^2).

Todas as simulações foram realizadas admitindo que a albufeira se encontrava inicialmente na cota do NPA (248,00).

Na figura seguinte apresenta-se a variação dos caudais turbinados ao longo do período de simulação de 30 anos.

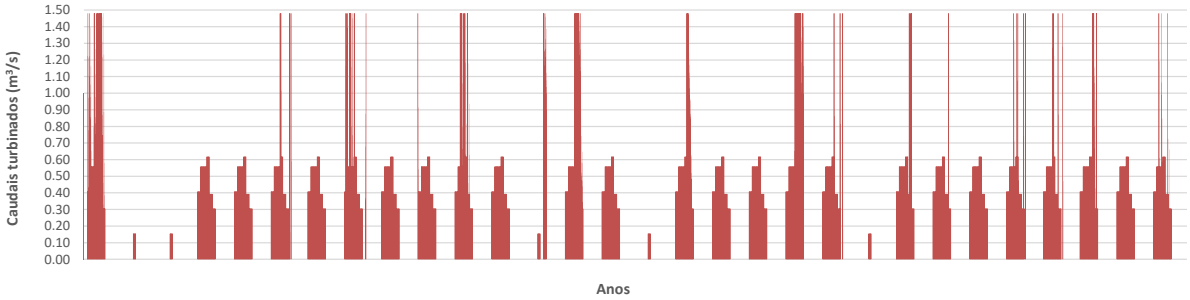


Figura 7.1 – Variação dos caudais turbinados na central hidroelétrica da barragem do Pisão

Com base na simulação diária de exploração da albufeira do Pisão ao longo dos 30 anos estimou-se assim uma produção média anual de energia de **0,57 GWh/ano**, sendo o volume médio anual turbinado de cerca de 8 hm^3.

Na figura seguinte apresenta-se a variação da produção anual de energia ao longo do período de simulação.

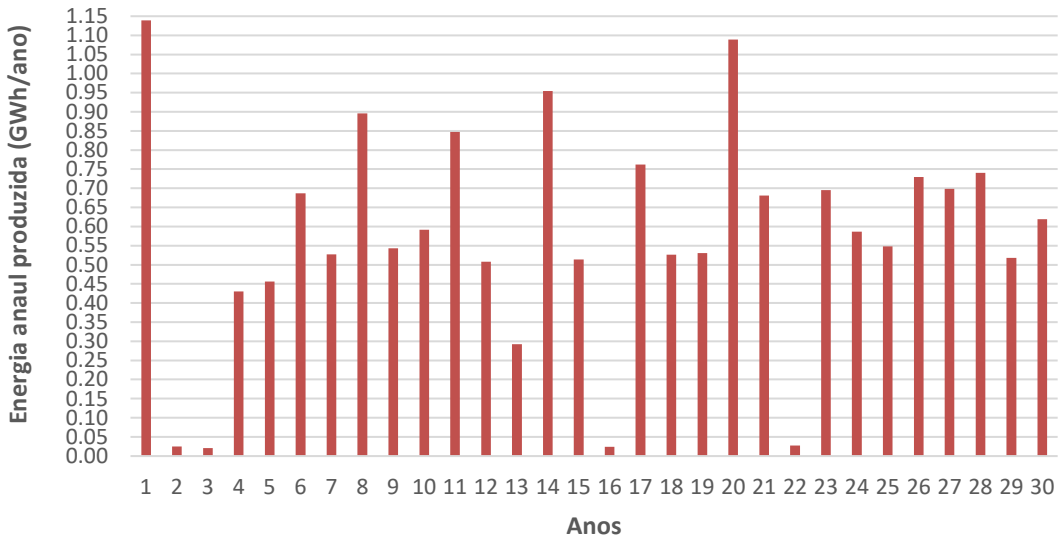


Figura 7.2 – Variação da energia anual produzida na central hidroelétrica da barragem do Pisão

No que respeita à produção média mensal, os resultados obtidos apresentam-se resumidos na seguinte tabela e figura.

Produção média mensal (GWh/mês)												
Out	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Total
0.001	0.067	0.095	0.101	0.121	0.104	0.074	0.010	0.001	0.000	0.000	0.000	0.574

Tabela 7-2 – Produção média mensal de energia na central hidroelétrica da barragem do Pisão

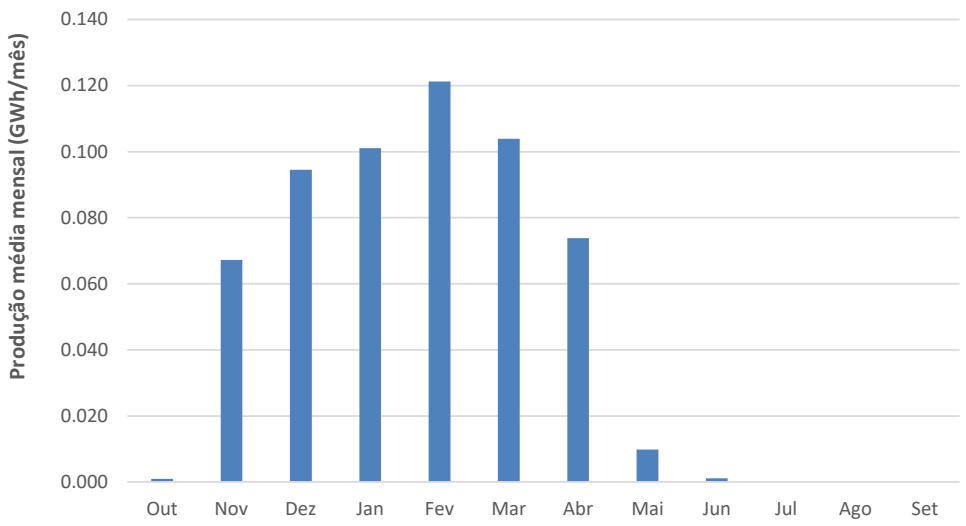


Figura 7.3 – Produção média mensal de energia na central hidroelétrica da barragem do Pisão

Realizou-se também uma simulação da exploração da central para um cenário de Alterações Climáticas, conforme definido no Tomo 2, passando a afluência média anual na secção da barragem do Pisão para 37,7 hm^3/ano.

Com base neste cenário de Alterações Climáticas, na simulação diária de exploração da albufeira do Pisão ao longo dos 30 anos estimou-se assim uma produção média anual de energia de **0,38 GWh/ano**, sendo o volume médio anual turbinado de cerca de 5,5 hm^3.

Como seria expectável, ocorre uma significativa redução da energia produzida em cerca de menos 30%.

7.8 ANÁLISE DOS REGIMES TRANSITÓRIOS NO CIRCUITO DA CENTRAL

7.8.1 Considerações Prévias

O presente subcapítulo apresenta a análise dos regimes transitórios no circuito de ligação da albufeira do Pisão aos grupos turbina-alternador a instalar na Central e nas ligações às estações elevatórias.

O estudo tem por objetivo verificar qual o tempo de fecho da válvula de contrapeso de segurança dos grupos turbina-alternador, de forma a não se gerarem sobrepressões e/ou subpressões muito elevadas nas condutas, concomitantemente com a paragem súbita dos grupos eletrobomba das estações elevatórias.

7.8.2 Condições de Cálculo

Para a simulação dos regimes transitórios, admitiu-se o cenário mais adverso, isto é, para um corte inopinado do fornecimento de energia elétrica quer à futura Estação Elevatória de Rega (EE Rega), quer a futura Estação Elevatória para Abastecimento urbano (EE Au), quer à Central. É de referir que no cenário de verão os caudais turbinados são nulos (o caudal ecológico é descarregado pelas condutas de by-pass).

Considerou-se também as situações de níveis máximos e mínimos na albufeira do Pisão a montante e os caudais máximos previstos derivar da tomada de água:

Níveis na albufeira:

- NPA: 248,00
- NME: 221,30

Caudais máximos derivados da tomada de água:

- Turbinas: 1,48 m^3/s
- EE Rega: 5,00 m^3/s

- EE Au: 0,250 m^3/s

A situação em regime permanente foi já calculada e apresentada nos pontos anteriores deste capítulo.

7.8.3 Modelação Matemática

O modelo matemático utilizado para simular os regimes transitórios no circuito da tomada de água admite as seguintes hipóteses fundamentais:

- A água e o material das condutas comportam-se de uma forma elástica e linear durante o regime variável.
- A velocidade da água é sempre muito inferior à celeridade das ondas elásticas de pressão.
- A distribuição de velocidade em cada secção e em cada instante é considerada uniforme.
- As perdas de carga contínuas em regime variável dependem da velocidade do escoamento de forma idêntica à do regime uniforme tangente.
- O termos corretivos das equações da continuidade e da dinâmica são desprezáveis em face do valor dos restantes termos.
- As forças de inércia associadas à deformação das paredes dos tubos não são consideradas.

Nestas condições, as equações básicas de regime variável em pressão num troço de conduta uniforme são dadas por:

- Equação da continuidade:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{c^2}{g}\frac{dH}{dx} = 0$$

- Equação da dinâmica:

$$\frac{dV}{dt} + g\frac{dH}{dx} + \frac{f}{2D}V|V| = 0$$

Em que:

- H – cota piezométrica (m);
- V – velocidade do escoamento (m/s);
- c – celeridade das ondas de pressão (m/s);
- g – aceleração da gravidade (9,8 m/s^2);
- f – fator de Darcy- Weisbach (-);
- D - diâmetro interno da conduta (m).

A integração das equações anteriores é efetuada pelo Método das Características, amplamente utilizado na literatura técnica, que permite transformar as referidas equações em dois sistemas de equações diferenciais totais que são resolvidas num esquema de diferenças finitas.

O *sotfware* utilizado para a resolução das equações pelo Método das Características foi o «HYTRAN» que é um programa específico de modelação hidráulica em condutas para regimes transitórios em pressão.

Tal como referido, o algoritmo do «HYTRAN» para cálculo é baseado no Método das Características. O algoritmo configura uma grelha computacional fixa, ou seja, o intervalo de tempo e o comprimento da grelha são constantes durante o processo computacional.

O comprimento mínimo da grelha é calculado de acordo com o número de sub-troços na conduta mais curta da tubagem. Para garantir que haja um número discreto de sub-troços em todas as condutas, a celeridade da onda de pressão de cada tubo é calculada e ajustada de acordo.

As condições de fronteira são matematicamente formuladas e conectadas para interagir com os transientes nos tubos conectados às condições de fronteira. O algoritmo calcula o intervalo de tempo para o processo computacional e a solução é iterada passo a passo em relação ao tempo e localização da grelha para o tempo necessário de análise.

7.8.3.1 Condições de Fronteira

Procurou-se adotar um modelo hidráulico o mais simples possível do circuito da tomada de água, sem, contudo, descartar as características mais importantes do mesmo.

As condições de fronteira consideradas foram:

- Condição de fronteira de montante: reservatório de nível constante a montante (NPA e NME).
- Condições de fronteira de jusante: válvulas de controlo de nível na turbina, na EE Rega e na EE Au.

Dado que ainda não se conhecem as características dos grupos elevatórios previstos instalar quer na EE Rega, quer na EE Au, admitiu-se neste estudo, por simplificação, mas sem pôr em causa os resultados obtidos, a utilização da fórmula de Rosich para estimar o tempo de paragem das bombas.

A fórmula de Rosich é dada por (Quintela, 1981):

$$T = C + \frac{KLU_0}{gH_t}$$

Sendo:

- T – tempo de paragem das bombas (s);
- H_t – altura total de elevação (m);
- C – parâmetro dependente do declive da conduta elevatória (no presente caso igual a 1);
- L – comprimento da conduta elevatória (m);
- U_0 – velocidade do escoamento em regime permanente (m/s);
- K – coeficiente adimensional em função do comprimento da conduta (no presente caso igual a 1).

Para o presente estudo, os resultados obtidos encontram-se resumidos na seguinte tabela.

Tabela 7-3 – Estimativa do tempo de paragem dos grupos elevatórios

	Caudal (m^3/s)	Velocidade (m/s)	Altura elevação (m)	Comprimento conduta (m)	Tempo paragem (s)
EE Rega	5,00	1,38	57,20	5 760	15
EE Au	0,250	1,30	230,00	25 300	16

Como já referido, os valores acima apresentados são apenas estimativas, dado que na presente fase do Estudo não se dispõe ainda das características finais das bombas previstas instalar nestas estações elevatórias.

7.8.3.2 Perdas de Carga em Regime Permanente

A perda de carga unitária nas condutas para a situação de regime permanente foi estimada com base na fórmula de Colebrook-White, indicada para escoamentos turbulentos em tubos circulares. Considerou-se uma rugosidade de 0,1 mm para as condutas de aço e de 0,03 mm para as de PRFV.

A perda de carga contínua na conduta i é dada por:

$$\Delta H_i = JL$$

Sendo L o comprimento da conduta em metros e J a perda de carga contínua unitária (m/m).

As perdas de carga localizadas nas outras singularidades do circuito foram calculadas nos pontos anteriores.

Durante o regime variável, as perdas de carga correspondentes ao caudal num dado instante foram consideradas como iguais às do regime permanente.

Os cálculos das perdas de carga para a situação de regime permanente já foram apresentados nos pontos anteriores do presente capítulo.

7.8.3.3 Celeridade das Ondas Elásticas de Pressão

Para condutas com secção transversal circular e comportamento elástico e linear, a expressão de cálculo geral da celeridade das ondas elásticas de pressão é dada por:

$$c = \sqrt{\frac{K/\rho}{1 + \frac{K}{E}\frac{D}{e}\Psi}}$$

Em que:

- c – celeridade das ondas elásticas de pressão (m/s);
- K – módulo de elasticidade da água (≅ 2,19 GPa);
- ρ - massa volúmica da água (≅ 1000 kg/m^3);
- D – diâmetro interior da conduta (m);
- E – módulo de elasticidade do material da conduta (Pa);
- e – espessura da conduta (m);
- Ψ - coeficiente adimensional, cujo valor depende dos constrangimentos axiais e da relação D/e.

Para condutas de parede fina (D/e >25), o coeficiente Ψ toma os seguintes valores:

Ψ = 1-μ^2 para tubo ancorado ao longo do seu comprimento contra o movimento axial.
Ψ = 1 para tubo equipado com juntas de expansão ao longo do comprimento.
Ψ = 1-0,5μ para tubo suportado só num dos lados, podendo sofrer extensões laterais e longitudinais.

Em que μ é o coeficiente de Poisson do material da tubagem.

Para a situação do circuito preconizado, têm-se as seguintes características das condutas:

<u>Condutas de aço:</u>

- E ≅ 200 GPa
- e ≅ 12 mm
- D = 1,80 m
- μ = 0,30
- Ψ = 1
- c ≅ 900 m/s

Condutas de PRFV:

- E ≅ 50 GPa
- e ≅ 25 mm
- D = 1,80 m
- μ = 0,35
- Ψ = 1
- c ≅ 700 m/s

7.8.4 Resultados de Cálculo

Tal como referido atrás, os cálculos efetuados atenderam às condições mais adversas de funcionamento do circuito de tomada de água, designadamente após um disparo súbito (p.ex: corte de energia elétrica inopinado) nos grupos turbina-alternador e nos grupos elevatórios das estações elevatórias (EE Rega e EE Au).

Consideraram-se as seguintes situações de operação em regime permanente, conforme também já referido anteriormente:

Níveis máximos e mínimos na albufeira:

- NPA: 248,00
- NME: 221,30

Caudais máximos derivados da tomada de água:

- Turbina: 1,48 m^3/s
- EE Rega: 5,00 m^3/s
- EE Au: 0,250 m^3/s

A simulação dos regimes transitórios foi realizada da seguinte forma:

Situação 1: NPA = 248,00 e caudais máximos derivados no inverno:

- Paragem intempestiva dos grupos elevatórios da EE Rega com o tempo de paragem estimado e apresentados na Tabela 7.3.
- Paragem intempestiva dos grupos turbina-alternador, considerando um fecho linear das respetivas válvulas de contrapeso, de proteção dos grupos, para um tempo de fecho de 20 s.

Situação 2: NPA = 248,00 e caudais máximos derivados no verão:

- Paragem intempestiva dos grupos elevatórios da EE Rega e EE Au com os tempos de paragem estimados e apresentados na Tabela 7.3.

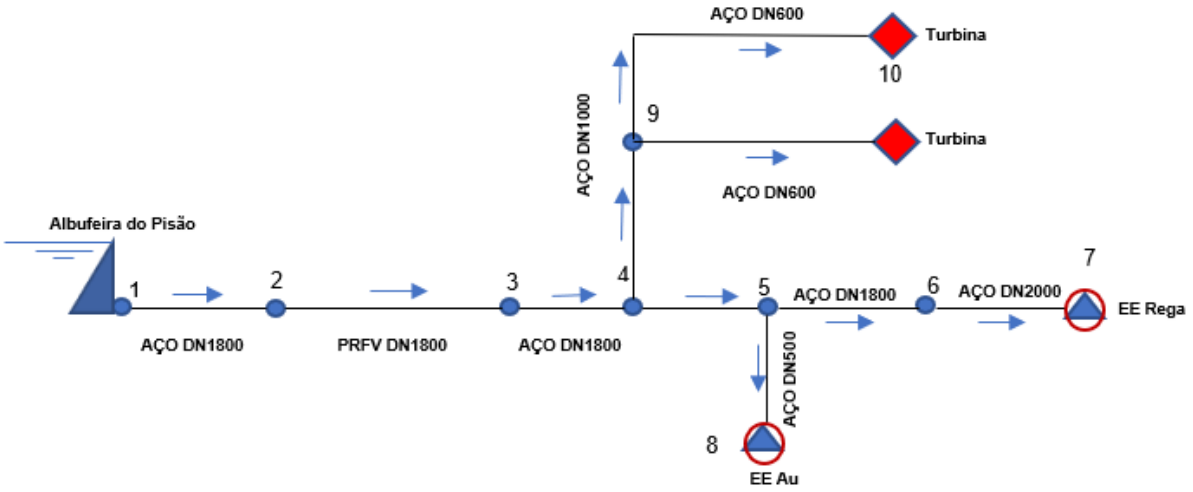


Figura 7.4 – Esquema de cálculo dos regimes transitórios do circuito da tomada de água

Nas tabelas seguintes apresentam-se os dados de cálculo dos nós identificados na figura acima, para a situação de regime permanente, e para as situações de época húmida e época seca.

Tabela 7-4 – Linha de energia ao longo do circuito hidráulico da tomada de água para o NPA (época húmida)

Nó	Descrição do nó	Nó de montante	Caudal (m^3/s)	Diâmetro (m)	Dist nó mont.	Cota da LE
1	Albufeira	-	-	-	-	248.00
2	Transição aço/PRFV	1	2.10	1.80	19.27	247.98
3	Transição PRFV/aço	2	2.10	1.80	216.30	247.93
4	Derivação para central	3	2.10	1.80	2.40	247.93
5	Derivação para EE abast urbano	4	0.62	1.80	57.53	247.92
6	Mudança de diâmetro DN1800/DN2000	5	0.62	1.80	4.84	247.92
7	EE rega	6	0.62	2.00	170	247.92
8	EE abastecimento urbano	5	0.00	0.50	2.49	-
9	Central-1	4	1.48	1.00/0.60	25.00	247.71
10	Turbina na central	9	0.74	0.60	6.80	247.58

Tabela 7-5 – Linha de energia ao longo do circuito hidráulico da tomada de água para o NPA (época seca)

Nó	Descrição do nó	Nó de montante	Caudal (m^3/s)	Diâmetro (m)	Dist nó mont.	Cota da LE
1	Albufeira	-	-	-	-	248.00
2	Transição aço/PRFV	1	5.38	1.80	19.27	247.84
3	Transição PRFV/aço	2	5.38	1.80	216.30	247.56
4	Derivação para central	3	5.38	1.80	2.40	247.55
5	Derivação para EE abast urbano	4	5.25	1.80	57.53	247.36
6	Mudança de diâmetro DN1800/DN2000	5	5.00	1.80	4.84	247.29
7	EE rega	6	5.00	2.00	170	247.15
8	EE abastecimento urbano	5	0.25	0.50	2.49	247.30
9	Central-1	4	-	1.00/0.60	25.00	-
10	Turbina na central	9	-	0.60	6.80	-

Com base na simulação realizada no programa «HYTRAN», obtiveram-se as envolventes de pressões máximas e mínimas para a Situação 1, e para o circuito de ligação ao grupo turbina alternador, que se apresentam na figura seguinte.

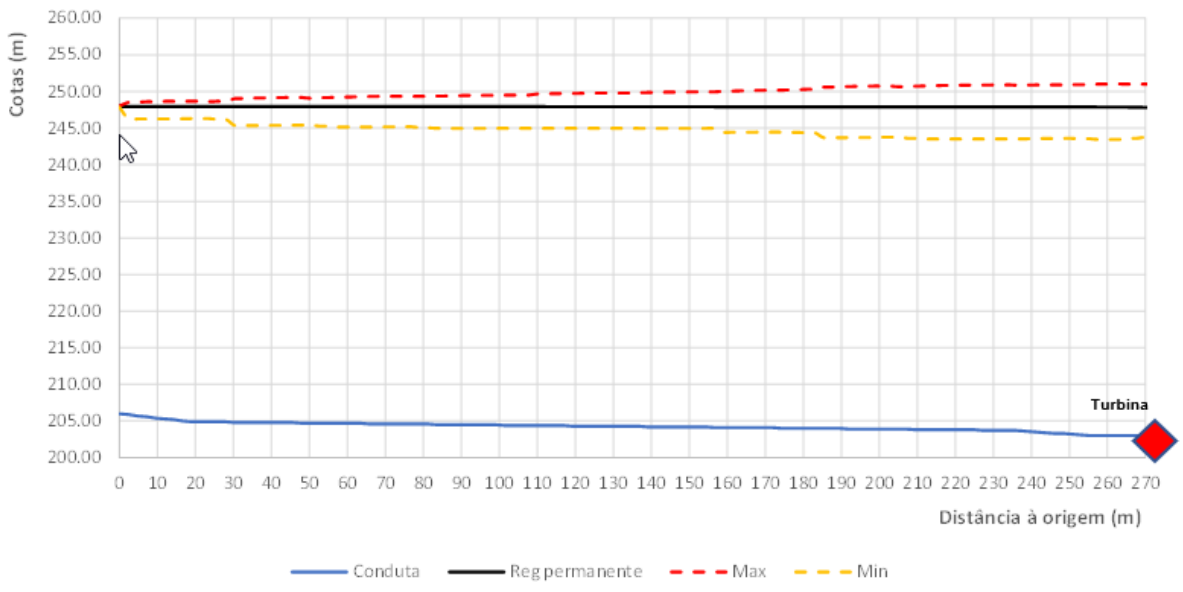


Figura 7.5 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até ao grupo turbina-alternador (Situação 1 com NPA)

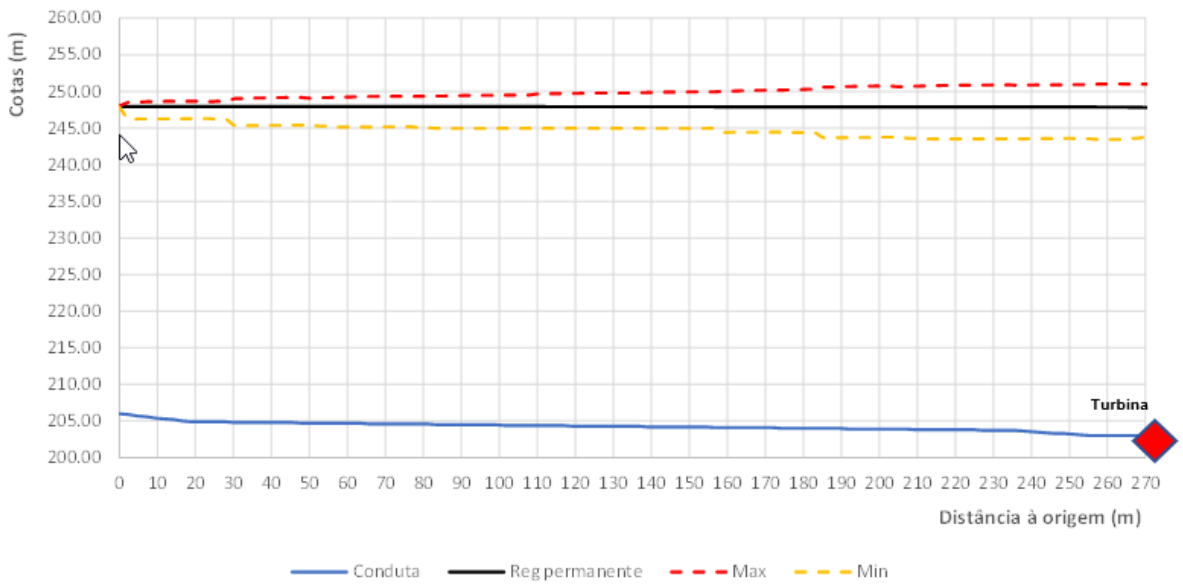


Figura 7.6 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até ao grupo turbina-alternador (Situação 1 com NME)

Na figura seguinte apresenta-se a simulação dos regimes transitórios para o mesmo circuito mas para a Situação 2.

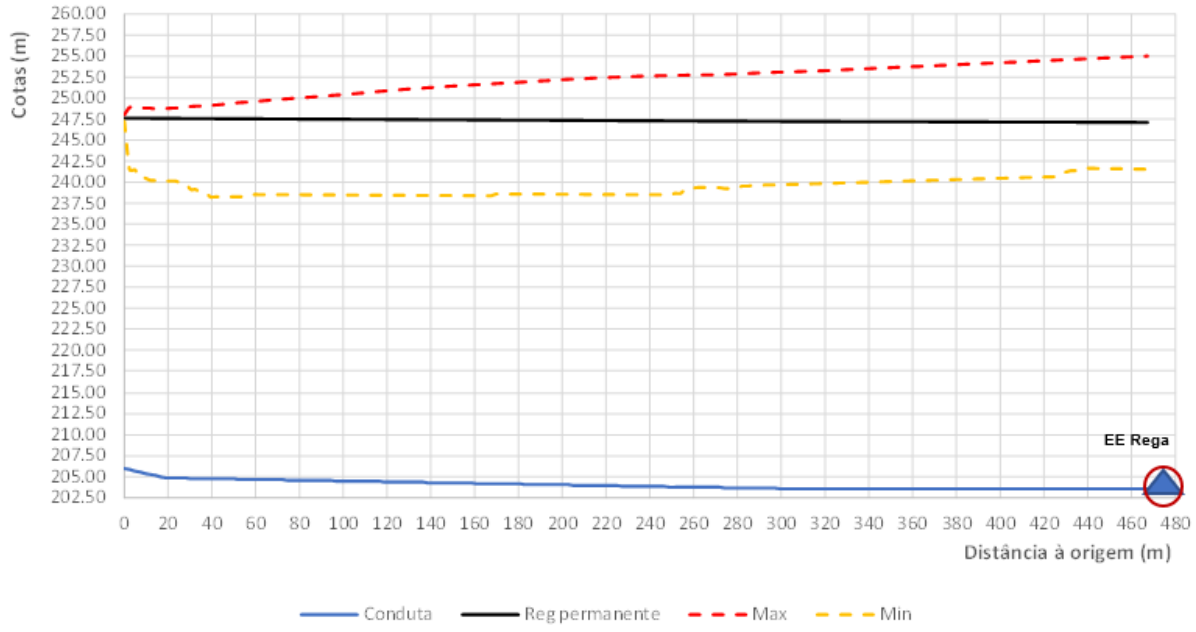


Figura 7.7 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até à EE Rega (Situação 2 com NPA)

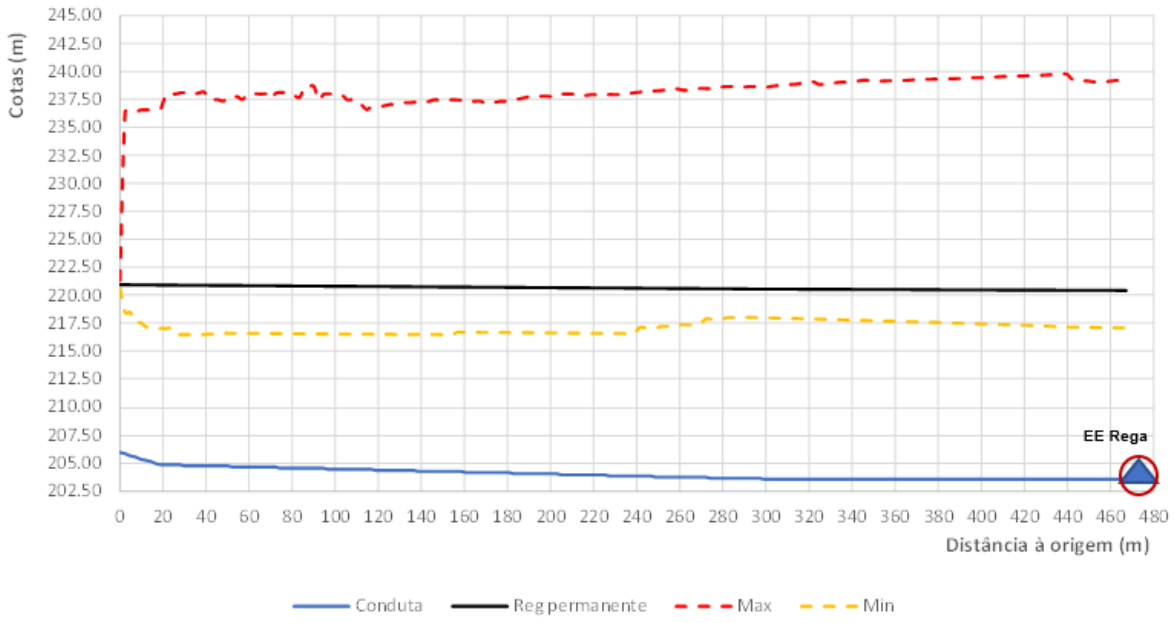


Figura 7.8 – Envolventes de pressões máximas e mínimas do circuito da tomada de água até à EE Rega (Situação 2 com NME)

Os resultados das simulações apresentam-se no Anexo 3.

7.8.5 Conclusões

Da observação dos resultados apresentados na seção anterior, constata-se que as pressões máximas e mínimas são perfeitamente aceitáveis para as duas situações mais adversas analisadas.

A pressão máxima é inferior a 30% da pressão em regime permanente, conforme considerado no dimensionamento das condutas.

Não se verificam pressões negativas ao longo do circuito para a situação de NME na albufeira.

Assim, conclui-se que o tempo de fecho da válvula de proteção do grupo turbina-alternador considerado de 20 s é suficiente.

8 DRENAGEM DE ÁGUAS PLUVIAIS DO PARAMENTO DE JUSANTE E DO RECINTO

8.1 PERÍODO DE RETORNO E DURAÇÃO DA PRECIPITAÇÃO

Na estimativa dos caudais pluviais considerou-se um período de retorno de 20 anos e foi definida uma duração da precipitação de 10 minutos.

8.2 INTENSIDADE DE PRECIPITAÇÃO

No cálculo da intensidade de precipitação foram utilizadas as curvas de intensidade-duração-frequência (IDF) estabelecidas em BRANDÃO, C., RODRIGUES, R. e COSTA, J. P. da (2001), "Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal continental", Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos, Lisboa, tendo sido selecionado o posto udográfico de Portalegre (18M/01).

Assim, usando a correspondente curva IDF, para uma chuvada com 10 minutos de duração, a intensidade de precipitação com 20 anos de período de retorno é igual a 88,85 mm/h (1,48 L/min/m^2).

8.3 CÁLCULO DO CAUDAL

O cálculo de caudais foi feito usando a fórmula racional:

$$Q = C.I.A$$

onde Q (L/min) é o caudal, C é o coeficiente de escoamento, I (L/min/m^2) a intensidade de precipitação e A (m^2) a área da bacia.

Os coeficientes de escoamento considerados no cálculo foram

- paramento da barragem e áreas de terreno natural..... 0,54
- zonas pavimentadas..... 0,95

8.4 CONCEÇÃO DO SISTEMA DE DRENAGEM

O sistema de drenagem foi concebido a partir da definição de pontos altos e baixos nas banquetas do paramento de jusante da barragem. De uma forma geral, as águas pluviais precipitadas sobre o paramento da barragem serão coletadas através de valetas semicirculares implantadas no lado interior das banquetas.

Estas valetas encaminharão os caudais para as caixas de receção/ligação, a partir de onde se faz a conexão às descidas de talude, as quais foram concebidas como escadas hidráulicas.

Os caudais serão descarregados no terreno (caso das descidas cx1-cx1a e cx2-cx2a); serão transportados para os sistemas de drenagem das plataformas (caso da cx6-cx6a e da valeta v08); ou serão descarregados na vala trapezoidal prevista ao lado Norte da bacia de dissipação do descarregador de cheias.

8.5 VERIFICAÇÃO DO FUNCIONAMENTO HIDRÁULICO

8.5.1 Coletores e valetas de secção semicircular

O dimensionamento dos coletores e valetas foi feito admitindo um escoamento em regime uniforme, tendo sido usada a fórmula de Manning-Strickler:

$$Q = K.S.R^{2/3}.i^{1/2}$$

em que: Q (m^3/s), caudal de cálculo; K ($m^{1/3}s^{-1}$) rugosidade da tubagem; S (m^2) secção do escoamento; R (m) raio hidráulico; e i (m/m) inclinação.

O cálculo foi efetuado recorrendo ao processo iterativo indicado em Quintela (1981), que se descreve de seguida. O escoamento numa secção circular de diâmetro D apresenta as seguintes grandezas geométricas:

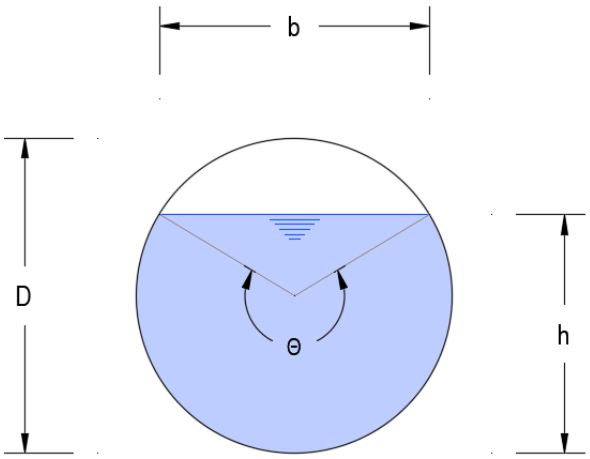


Figura 8.1 – Grandezas geométricas de escoamentos em secções circulares

$$\theta = 2 \arccos (1 - 2\, h/D), \text{ com } \theta \text{ em radianos}$$

$$A/D2 = (\theta - \text{sen}\theta) / 8$$

$$R/D = (\theta - \text{sen}\theta) / 4\theta$$

$$h/D = \text{sen}(\theta/2)$$

Estas expressões permitem, encontrado θ, calcular a altura de escoamento, sendo o valor de θ iterativamente calculado através da equação:

$$\theta_{n+1} = \text{sen}\theta_n + 6{,}063.(Q / K / i^{0,5})0{,}6\ D^{-1,6}\ \theta_n^{0,4}$$

Uma vez determinados estes valores, torna-se possível verificar, por comparação com os limites regulamentares, o cumprimento ou não das condições relacionadas com a altura de escoamento, das condições de autolimpeza (através da verificação da tensão de arrastamento mínima) e de velocidades máxima e mínima.

No cálculo considerou-se $K=77\ m^{1/3}s^{-1}$.

Os resultados do dimensionamento apresentam-se na Tabela 8.2.

8.5.2 Descidas em degraus

No dimensionamento das descidas de taludes em escada hidráulica foi consultada a seguinte bibliografia:

- BOES, R.M. e HAGER, W.H. (2003), “Hydraulic design of stepped spillways”, ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 129, No. 9, pp. 671-679.
- SIMÕES, A.L.A. (2008), “Considerações sobre a hidráulica de vertedores em degraus. Metodologias adimensionais para pré-dimensionamento”, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Universidade de São Paulo.
- TOMAZ, P. (2011), “Escada hidráulica em obra de pequeno porte”, Curso de manejo de águas pluviais.

O dimensionamento dos degraus foi feito por forma a se verificar, para o caudal de cálculo, um regime do tipo escoamento deslizante sobre turbilhões (“skimming flow”).

O escoamento deslizante sobre turbilhões verificar-se-á quando é cumprida a relação

$$h_c/h_{degrau} > 0{,}91 – 0{,}14h_{degrau}/b_{degrau}$$

onde h_c (m) é a altura crítica, h_{degrau} (m) é a altura do espelho dos degraus e b_{degrau} (m) o comprimento do cobertor dos degraus.

Na tabela seguinte resume-se as principais características das escadas previstas no projeto:

Tabela 8-1– Principais características das descidas de talude em degraus

Parâmetro	cx1-cx1a	cx2-cx2a	cx6-cx6a	cx3a-cx4a	cx4a-cx7a	cx7a-transição	transição-vala trap.
Q (m^3/s)	0,246	0,306	0,016	0,139	0,216	0,268	0,273
H (m)	9,14	4,55	2,59	14,90	11,90	5,11	3,00
B (m)	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
hc (m)	0,29	0,34	0,05	0,20	0,27	0,31	0,31
hdeg. (m)	0,15	0,15	0,20	0,20	0,30	0,30	0,30
v:h	1:2	1:2	1:1.5	1:2.8	1:3.3	1:4.4	1:9.9
bdeg. (m)	0,30	0,30	0,30	0,60	1,00	1,30	3,00
skimming?	sim	sim	não	sim	sim	sim	sim

O escoamento deslizante sobre turbilhões verificar-se-á em todas as descidas exceto na cx6-cx6a onde, por razões construtivas e devido ao diminuto caudal de cálculo, se optou por não atingir esse objetivo.

Tabela 8-2– Dimensionamento de coletores pluviais

Conduta		Para-mento	Pavi-mentos	Área	Área, ac,	coef-af	Qc, af.	Qc, ac.	Di	i	θ	hu	h/D	S	v	P	Rh	τ	L	Cota terreno		Cota soleira		Profundidade	
mont	jus	0.54	0.95	m²	m²	ponde-rado	L/min	L/min	mm	%		mm		m²	m/s	m	m	N/m²	m	mont	jus	mont	jus	mont	jus
valetas semicirculares																									
v01	cx1	5403.49	1570.30	6973.79	6973.79	0.63	6529.78	6529.78	500	0.4	3.08	242.26	0.48	0.094	1.15	0.77	0.12	4.44	165.95	236.94	236.36	236.44	235.83	0.50	0.53
v02	cx1	6813.71	1960.00	8773.71	8773.71	0.63	8205.64	8205.64	600	0.3	2.92	266.37	0.44	0.121	1.13	0.88	0.14	4.07	193.9	236.9	236.4	236.3	235.8	0.60	0.60
v03	cx2	7647.04	2195.20	9842.24	9842.24	0.63	9202.86	9202.86	600	0.3	3.04	284.35	0.47	0.132	1.16	0.91	0.14	4.26	223.51	236.94	236.27	236.34	235.67	0.60	0.60
v04	cx2	7570.29	2195.34	9765.63	9765.63	0.63	9141.68	9141.68	600	0.3	3.03	283.26	0.47	0.131	1.16	0.91	0.14	4.25	223.57	236.94	236.27	236.34	235.67	0.60	0.60
v05	cx3	6500.31	1657.61	8157.92	8157.92	0.62	7529.65	7529.65	600	0.3	2.83	253.87	0.42	0.114	1.10	0.85	0.13	**3.94**	174.89	236.94	236.41	236.34	235.82	0.60	0.59
v06	valeta do acesso à banqueta 2	5639.40		5639.40	5639.40	0.54	4509.40	4509.40	500	0.3	2.81	208.47	0.42	0.078	0.97	0.70	0.11	**3.25**	170.20	221.94	221.43	221.44	220.93	0.50	0.50
v07	cx4	4698.34		4698.34	4698.34	0.54	3756.91	3756.91	500	0.3	2.65	188.70	0.38	0.068	0.92	0.66	0.10	**3.01**	138.02	221.94	221.52	221.44	221.03	0.50	0.49
v08	cx5	1500.72		1500.72	1500.72	0.54	1200.01	1200.01	300	0.3	2.84	127.77	0.43	0.029	**0.70**	0.43	0.07	**1.98**	49.37	208.77	208.62	208.47	208.32	0.30	0.30
v09	cx6	1180.52		1180.52	1180.52	0.54	943.97	943.97	300	0.3	2.63	112.07	0.37	0.024	**0.65**	0.39	0.06	**1.79**	38.19	208.92	208.81	208.62	208.51	0.30	0.30
v10	cx7	2966.11		2966.11	2966.11	0.54	2371.78	2371.78	400	0.3	2.76	162.47	0.41	0.048	**0.83**	0.55	0.09	**2.55**	97.44	208.92	208.62	208.52	208.23	0.40	0.39
v11	cx5a	2343.06		2343.06	2343.06	0.54	1873.57	1873.57	300	16.2	1.81	57.46	0.19	0.009	3.30	0.27	0.03	55.27	77.15	221.50	209.00	221.20	208.70	0.30	0.30
cx3	cx3a	476.08	152.17	628.25	628.25	0.64	594.75	8124.40	600	10.7	1.73	105.45	0.18	0.033	4.05	0.52	0.06	67.74	8.48	236.41	235.50	235.82	234.91	0.59	0.59
cx3a	cx4a	258.74		258.74	258.74	0.54	206.89	8331.29																	
escada4																									
cx4	cx4a	742.00		742.00	742.00	0.54	593.32	4350.23	500	6.0	1.80	94.73	0.19	0.026	2.80	0.45	0.06	33.72	17.03	221.52	220.50	221.03	220.01	0.49	0.49
cx4a	cx7a	319.75		319.75	319.75	0.54	255.68	12937.21																	
escada5																									

Conduta		Para-mento	Pavi-mentos	Área	Área, ac,	coef-af	Qc, af.	Qc, ac.	Di	i	θ	hu	h/D	S	v	P	Rh	τ	L	Cota terreno		Cota soleira		Profundidade	
mont	jus	0.54	0.95	m^2	m^2	ponde-rado	L/min	L/min	mm	%		mm		m^2	m/s	m	m	N/m^2	m	mont	jus	mont	jus	mont	jus
cx7	cx7a	943.06		943.06	943.06	0.54	754.09	3125.87	400	1.2	2.42	129.74	0.32	0.035	1.48	0.48	0.07	8.63	9.93	208.62	208.50	208.23	208.11	0.39	0.39
cx7a	vala							16063.07																	
escada6																									
escada6	escada7	384.58		384.58	384.58	0.54	307.52	16370.59																	
colectores																									
cx1	escada1							14735.42	500	1.0	3.49	293.76	0.59	0.120	2.05	0.87	0.14	13.46	2.00	236.36	236.42	235.16	235.14	1.20	1.28
cx2	escada2							18344.54	500	1.0	3.89	341.31	0.68	0.143	2.14	0.97	0.15	14.39	2.00	236.27	236.33	235.07	235.05	1.20	1.28
cx6	escada3							943.97	300	1.0	2.20	81.84	0.27	0.016	1.01	0.33	0.05	4.64	2.00	208.81	208.87	207.61	207.59	1.20	1.28
cx5a	P5							3073.58	300	2.6	2.72	118.60	0.40	0.026	1.97	0.41	0.06	16.11	27.45	209.00	208.00	207.43	206.72	1.57	1.28
P5	P4							3073.58	300	10.0	2.22	83.06	0.28	0.016	3.21	0.33	0.05	47.01	10.00	208.00	205.80	205.35	204.35	2.65	1.45
P4	P3	398.79		398.79	398.79	0.54	318.88	3392.46	300	1.0	3.34	164.83	0.55	0.040	1.42	0.50	0.08	7.78	17.00	205.80	205.70	204.35	204.18	1.45	1.52
P3	P2		2478.00	2478.00	2478.00	0.95	3485.92	6878.38	400	1.0	3.26	211.81	0.53	0.068	1.70	0.65	0.10	10.15	14.00	205.70	205.70	204.08	203.94	1.62	1.76
P2	P1							6878.38	400	1.0	3.26	211.81	0.53	0.068	1.70	0.65	0.10	10.15	16.00	205.70	205.70	203.94	203.78	1.76	1.92
P1	descarga							6878.38	400	1.0	3.26	211.81	0.53	0.068	1.70	0.65	0.10	10.15	20.00	205.70	201.98	201.34	201.14	4.36	0.84

ANEXO 1 – CÁLCULO DA CURVA DE VAZÃO DA BARRAGEM DO PISÃO

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=10 m³/s no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	200,34	199,74	200,35	0,42	23,58	29,04	0,15
17.3	199,44	200,33	199,73	200,34	0,52	19,17	22,94	0,18
17.2	199,3	200,25	199,94	200,28	0,77	12,95	24,95	0,34
17.1	199,11	199,84	199,84	199,99	1,72	5,81	20,27	1,03
17	199,06	199,8	199,4	199,82	0,68	14,78	25,52	0,28
16	198,78	199,06	199,04	199,17	1,52	6,56	24,45	0,94
15	196,75	197,67	197,38	197,73	1,13	8,81	15,25	0,48
14.2	195,96	196,93	196,93	197,2	2,26	4,42	8,68	1,01
14.1	194,9	195,66	195,39	195,73	1,18	8,45	13,67	0,48
14	194,69	195,28	195,08	195,34	1,04	9,59	21,05	0,49
13	194,22	195,01	194,52	195,02	0,57	17,47	25,94	0,22
12.1	193,6	194,69	194,47	194,74	1,05	9,49	22,76	0,52
12	193,53	194,64	194,15	194,66	0,67	14,85	23,44	0,27
11.1	193,23	194,53	193,91	194,54	0,48	20,73	27,91	0,18
11	193,2	194,47	194,17	194,5	0,8	12,45	23,81	0,35
10.1	192,91	193,71	193,71	193,97	2,25	4,44	9,11	1,03
10	192,74	193,81	193,06	193,83	0,5	20,12	20,24	0,16
9	192,37	193,59	193,25	193,66	1,11	8,97	16,65	0,48
8	192,01	192,99	192,63	193,03	0,91	11	19,63	0,39
7	191,65	192,91	191,98	192,92	0,45	22,23	18,87	0,13
6	191,29	192,89	191,56	192,9	0,25	39,69	26,73	0,07
5	190,93	192,89	191,19	192,89	0,18	54,67	31,34	0,04
4	190,74	192,89	190,97	192,89	0,14	73,37	39,37	0,03
3	190,57	192,88	190,89	192,89	0,21	48,71	24,82	0,05
2	190,22	192,88	190,7	192,88	0,09	105,84	53,88	0,02
1.1								
1	190,22	192,88	190,67	192,88	0,09	105,52	53,87	0,02
0.5	189,92	192,88	190,06	192,88	0,06	178,83	60,43	0,01
0.4	192,64	192,85	192,78	192,88	0,78	12,87	60,43	0,54
0.3	192,64	192,78	192,78	192,85	1,18	8,45	60,42	1,01
0.2	189,92	190,68	190,06	190,68	0,22	45,53	60,3	0,08
0.1	189,84	190,64	190,34	190,68	0,85	11,77	24,56	0,39
0	189,56	190,19	190,19	190,4	2,00	5,00	12,38	1,00

Quadro 2 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=20 m^3/s no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	200,63	199,88	200,65	0,62	32,25	31,48	0,20
17.3	199,44	200,6	199,9	200,63	0,78	25,67	24,69	0,24
17.2	199,3	200,49	200,12	200,54	1,05	19,13	27,86	0,40
17.1	199,11	200,09	200,01	200,25	1,74	11,51	23,58	0,79
17	199,06	200,07	199,58	200,11	0,89	22,44	29,60	0,33
16	198,78	199,23	199,2	199,4	1,84	10,88	25,26	0,89
15	196,75	198,02	197,64	198,11	1,34	14,94	19,58	0,49
14.2	195,96	197,26	197,26	197,59	2,53	7,89	12,39	1,01
14.1	194,9	195,92	195,64	196,06	1,64	12,22	15,24	0,58
14	194,69	195,61	195,27	195,67	1,13	17,65	26,86	0,45
13	194,22	195,32	194,69	195,35	0,77	26,11	28,84	0,26
12.1	193,6	195	194,71	195,07	1,18	17,00	25,04	0,46
12	193,53	194,95	194,36	194,99	0,86	23,25	30,32	0,31
11.1	193,23	194,79	194,1	194,82	0,71	28,28	30,25	0,23
11	193,2	194,7	194,37	194,76	1,11	18,00	25,44	0,42
10.1	192,91	194,29	194,04	194,39	1,34	14,90	21,63	0,52
10	192,74	194,27	193,25	194,29	0,67	29,66	22,15	0,19
9	192,37	194,02	193,57	194,08	1,04	19,29	46,12	0,51
8	192,01	193,27	192,88	193,34	1,15	17,38	24,62	0,44
7	191,65	193,07	192,17	193,11	0,79	25,44	19,18	0,22
6	191,29	193,04	191,71	193,05	0,46	43,59	27,09	0,12
5	190,93	193,02	191,33	193,03	0,34	58,91	31,80	0,08
4	190,74	193,02	191,1	193,02	0,25	78,63	40,02	0,06
3	190,57	193,01	191,08	193,02	0,39	51,85	25,18	0,09
2	190,22	193,01	190,83	193,01	0,18	112,64	54,10	0,04
1.1								
1	190,22	193,01	190,83	193,01	0,18	112,29	54,09	0,04
0.5	189,92	193,01	190,14	193,01	0,11	186,50	62,04	0,02
0.4	192,64	192,95	192,86	193,01	1,06	18,92	60,98	0,61
0.3	192,64	192,86	192,86	192,98	1,49	13,46	60,43	1,01
0.2	189,92	190,99	190,14	190,99	0,31	64,37	60,32	0,10
0.1	189,84	190,94	190,55	190,99	0,97	20,66	35,22	0,40
0	189,56	190,45	190,45	190,72	2,31	8,64	16,17	1,01

Quadro 3 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=30 m³/s (dimensionamento da descarga de fundo) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	200,85	200,00	200,88	0,76	39,34	33,35	0,22
17.3	199,44	200,81	200,04	200,86	0,97	30,93	26,13	0,28
17.2	199,30	200,67	200,26	200,74	1,23	24,40	30,12	0,44
17.1	199,11	200,29	200,15	200,47	1,83	16,38	25,32	0,73
17	199,06	200,28	199,73	200,33	1,05	28,71	32,57	0,36
16	198,78	199,38	199,32	199,59	2,02	14,82	25,98	0,86
15	196,75	198,27	197,84	198,38	1,48	20,27	22,69	0,50
14.2	195,96	197,50	197,50	197,87	2,71	11,05	15,05	1,01
14.1	194,90	196,11	195,84	196,31	1,98	15,15	16,43	0,66
14	194,69	195,86	195,44	195,94	1,21	24,79	29,49	0,42
13	194,22	195,59	194,83	195,63	0,88	34,27	31,35	0,27
12.1	193,60	195,26	194,83	195,34	1,23	24,31	33,03	0,46
12	193,53	195,21	194,53	195,25	0,94	31,96	40,52	0,34
11.1	193,23	195,02	194,24	195,06	0,84	35,59	32,49	0,26
11	193,20	194,92	194,50	195,00	1,26	23,84	27,04	0,43
10.1	192,91	194,56	194,17	194,67	1,43	20,91	23,56	0,49
10	192,74	194,50	193,40	194,54	0,85	35,11	26,08	0,24
9	192,37	194,21	193,77	194,26	1,05	28,49	54,17	0,46
8	192,01	193,53	193,05	193,61	1,24	24,26	31,02	0,45
7	191,65	193,23	192,33	193,28	1,06	28,38	19,46	0,28
6	191,29	193,16	191,84	193,19	0,64	47,05	27,41	0,16
5	190,93	193,14	191,46	193,15	0,48	62,54	32,19	0,11
4	190,74	193,13	191,21	193,14	0,36	83,11	40,53	0,08
3	190,57	193,11	191,23	193,13	0,55	54,44	25,48	0,12
2	190,22	193,11	190,94	193,12	0,25	118,19	54,31	0,05
1.1								
1	190,22	193,11	190,95	193,11	0,25	117,81	54,30	0,06
0.5	189,92	193,11	190,21	193,11	0,16	192,94	63,64	0,03
0.4	192,64	193,03	192,93	193,11	1,26	23,78	62,46	0,65
0.3	192,64	192,93	192,93	193,08	1,69	17,75	60,61	1,00
0.2	189,92	191,20	190,21	191,21	0,39	77,29	60,33	0,11
0.1	189,84	191,15	190,70	191,21	1,05	28,62	40,37	0,40
0	189,56	190,64	190,64	190,96	2,52	11,91	18,78	1,01

Quadro 4 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=40 m^3/s no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	201,04	200,10	201,08	0,87	45,76	35,12	0,24
17.3	199,44	200,99	200,16	201,05	1,12	35,68	27,43	0,31
17.2	199,30	200,83	200,38	200,92	1,36	29,50	32,16	0,45
17.1	199,11	200,45	200,27	200,65	1,95	20,52	26,71	0,71
17	199,06	200,44	199,85	200,51	1,17	34,31	35,01	0,38
16	198,78	199,53	199,44	199,76	2,15	18,57	26,66	0,82
15	196,75	198,47	198,00	198,60	1,60	25,01	25,13	0,51
14.2	195,96	197,67	197,67	198,10	2,88	13,91	17,02	1,02
14.1	194,90	196,31	196,01	196,55	2,14	18,70	17,88	0,67
14	194,69	196,09	195,55	196,17	1,24	32,31	38,23	0,43
13	194,22	195,80	194,95	195,85	0,97	41,07	33,42	0,28
12.1	193,60	195,49	194,94	195,56	1,21	32,96	43,53	0,45
12	193,53	195,44	194,67	195,48	0,95	42,25	48,91	0,33
11.1	193,23	195,25	194,36	195,29	0,93	43,22	35,22	0,27
11	193,20	195,14	194,61	195,23	1,32	30,24	33,47	0,44
10.1	192,91	194,78	194,30	194,90	1,52	26,23	25,24	0,48
10	192,74	194,70	193,54	194,75	0,99	40,59	31,30	0,28
9	192,37	194,37	194,03	194,42	1,06	37,80	61,41	0,43
8	192,01	193,76	193,19	193,84	1,21	33,01	43,24	0,44
7	191,65	193,37	192,47	193,45	1,28	31,17	19,72	0,33
6	191,29	193,28	191,96	193,32	0,80	50,30	27,71	0,19
5	190,93	193,24	191,57	193,26	0,61	65,90	32,59	0,14
4	190,74	193,23	191,31	193,24	0,46	87,25	41,03	0,10
3	190,57	193,20	191,37	193,23	0,70	56,75	25,75	0,15
2	190,22	193,20	191,03	193,21	0,32	123,15	54,51	0,07
1.1								
1	190,22	193,20	191,03	193,21	0,33	122,73	54,50	0,07
0.5	189,92	193,20	190,28	193,20	0,20	198,78	64,70	0,04
0.4	192,64	193,10	193,00	193,20	1,42	28,24	63,54	0,68
0.3	192,64	193,00	193,00	193,17	1,86	21,53	61,78	1,00
0.2	189,92	191,38	190,28	191,39	0,45	87,99	60,34	0,12
0.1	189,84	191,32	190,83	191,39	1,12	35,86	43,74	0,39
0	189,56	190,79	190,79	191,15	2,67	14,97	20,93	1,01

Quadro 5 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=60 m^3/s (T=5 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	201,36	200,29	201,41	1,04	57,67	39,32	0,27
17.3	199,44	201,29	200,38	201,38	1,34	44,73	32,89	0,37
17.2	199,30	201,11	200,58	201,23	1,55	38,83	36,16	0,48
17.1	199,11	200,72	200,48	200,95	2,15	27,90	29,39	0,70
17	199,06	200,72	200,06	200,81	1,34	44,69	39,14	0,40
16	198,78	199,77	199,63	200,06	2,37	25,33	27,81	0,79
15	196,75	198,79	198,26	198,95	1,78	33,75	29,10	0,53
14.2	195,96	197,96	197,96	198,46	3,10	19,33	20,29	1,02
14.1	194,90	196,61	196,31	196,92	2,47	24,33	20,01	0,71
14	194,69	196,55	195,75	196,61	1,09	54,96	61,42	0,37
13	194,22	196,19	195,16	196,24	1,03	58,37	61,93	0,34
12.1	193,60	195,83	195,18	195,90	1,19	50,32	56,67	0,40
12	193,53	195,79	194,91	195,84	0,98	61,19	56,55	0,30
11.1	193,23	195,60	194,56	195,66	1,06	56,61	41,91	0,29
11	193,20	195,50	194,81	195,59	1,30	46,27	51,74	0,44
10.1	192,91	195,11	194,53	195,25	1,71	35,06	29,32	0,50
10	192,74	194,98	193,78	195,05	1,17	51,08	42,25	0,34
9	192,37	194,61	194,17	194,67	1,13	53,10	65,72	0,40
8	192,01	194,23	193,43	194,28	1,04	57,68	61,42	0,34
7	191,65	193,80	192,73	193,88	1,26	47,73	52,67	0,42
6	191,29	193,53	192,16	193,59	1,02	58,61	42,43	0,28
5	190,93	193,43	191,76	193,46	0,83	72,45	38,29	0,19
4	190,74	193,41	191,48	193,43	0,63	94,88	42,79	0,14
3	190,57	193,36	191,60	193,41	0,99	60,78	26,21	0,21
2	190,22	193,36	191,19	193,37	0,46	131,83	54,85	0,09
1.1								
1	190,22	193,36	191,19	193,37	0,46	131,30	54,85	0,09
0.5	189,92	193,36	190,39	193,37	0,29	209,15	66,50	0,05
0.4	192,64	193,22	193,11	193,36	1,67	36,00	64,94	0,71
0.3	192,64	193,11	193,11	193,33	2,10	28,53	63,59	1,00
0.2	189,92	191,68	190,39	191,69	0,57	105,86	60,36	0,14
0.1	189,84	191,61	191,03	191,69	1,22	49,35	49,43	0,39
0	189,56	191,04	191,04	191,47	2,91	20,65	24,40	1,01

Quadro 6 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=82 m^3/s (T=10 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	201,64	200,47	201,71	1,18	69,50	43,13	0,30
17.3	199,44	201,56	200,60	201,68	1,50	54,62	38,73	0,40
17.2	199,30	201,36	200,77	201,51	1,68	48,75	40,80	0,49
17.1	199,11	200,96	200,68	201,23	2,32	35,40	32,06	0,70
17	199,06	200,98	200,25	201,09	1,48	55,42	42,99	0,42
16	198,78	200,00	199,82	200,34	2,59	31,63	28,85	0,79
15	196,75	199,08	198,50	199,27	1,93	42,56	32,58	0,54
14.2	195,96	198,22	198,22	198,77	3,30	24,86	23,12	1,02
14.1	194,90	196,76	196,58	197,22	3,00	27,30	21,01	0,84
14	194,69	196,81	195,95	196,87	1,12	73,09	77,26	0,37
13	194,22	196,46	195,35	196,52	1,06	77,19	76,64	0,34
12.1	193,60	196,13	195,42	196,20	1,18	69,77	72,16	0,38
12	193,53	196,10	195,10	196,15	1,04	79,15	61,66	0,29
11.1	193,23	195,89	194,75	195,96	1,17	70,16	52,60	0,32
11	193,20	195,80	195,01	195,89	1,32	62,33	56,92	0,40
10.1	192,91	195,39	194,75	195,56	1,83	44,81	41,36	0,56
10	192,74	195,21	194,01	195,30	1,33	61,85	49,90	0,38
9	192,37	194,84	194,32	194,91	1,20	68,47	69,93	0,39
8	192,01	194,51	193,69	194,57	1,08	76,00	70,35	0,33
7	191,65	194,16	192,97	194,23	1,20	68,41	67,94	0,38
6	191,29	193,84	192,36	193,90	1,09	75,38	65,38	0,32
5	190,93	193,64	191,95	193,69	1,00	82,35	56,26	0,26
4	190,74	193,61	191,65	193,64	0,79	103,36	44,86	0,17
3	190,57	193,51	191,84	193,59	1,24	66,21	39,79	0,31
2	190,22	193,51	191,35	193,53	0,58	140,20	55,18	0,12
1.1								
1	190,22	193,51	191,34	193,53	0,59	139,54	55,82	0,12
0.5	189,92	193,51	190,49	193,52	0,37	219,35	68,24	0,07
0.4	192,64	193,34	193,21	193,52	1,88	43,54	66,24	0,74
0.3	192,64	193,21	193,21	193,49	2,32	35,29	64,81	1,01
0.2	189,92	191,94	190,49	191,96	0,67	121,93	60,37	0,15
0.1	189,84	191,87	191,19	191,96	1,30	62,92	54,60	0,39
0	189,56	191,26	191,26	191,75	3,11	26,35	27,32	1,01

Quadro 7 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=146 m^3/s (T=20 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	202,26	200,92	202,37	1,45	100,36	55,68	0,35
17.3	199,44	202,16	201,13	202,33	1,80	81,13	49,73	0,45
17.2	199,30	201,95	201,23	202,14	1,93	75,76	51,17	0,51
17.1	199,11	201,52	201,15	201,88	2,67	54,72	37,51	0,71
17	199,06	201,59	200,69	201,74	1,74	84,05	51,88	0,44
16	198,78	200,58	200,32	201,00	2,85	51,27	38,05	0,78
15	196,75	199,70	199,02	199,96	2,24	65,22	39,99	0,56
14.2	195,96	198,78	198,78	199,48	3,71	39,39	28,70	1,01
14.1	194,90	197,20	197,20	197,98	3,91	37,30	24,27	1,01
14	194,69	197,32	196,45	197,39	1,20	121,45	115,67	0,37
13	194,22	196,97	195,82	197,05	1,21	120,96	95,04	0,34
12.1	193,60	196,70	195,82	196,79	1,30	112,21	77,61	0,35
12	193,53	196,66	195,55	196,74	1,26	115,58	67,92	0,31
11.1	193,23	196,43	195,21	196,53	1,44	101,55	61,52	0,36
11	193,20	196,34	195,55	196,46	1,53	95,49	65,20	0,40
10.1	192,91	195,97	195,39	196,15	1,90	76,84	65,92	0,56
10	192,74	195,74	194,71	195,87	1,57	93,00	68,63	0,43
9	192,37	195,40	194,60	195,49	1,32	110,71	80,53	0,36
8	192,01	195,10	194,08	195,17	1,14	127,97	118,88	0,35
7	191,65	194,75	193,81	194,83	1,22	119,42	103,33	0,36
6	191,29	194,46	192,85	194,53	1,14	128,28	101,48	0,32
5	190,93	194,19	192,41	194,26	1,14	128,56	105,96	0,33
4	190,74	194,10	192,06	194,17	1,14	127,99	53,85	0,24
3	190,57	193,92	192,39	194,06	1,65	88,69	75,35	0,48
2	190,22	193,89	191,76	193,93	0,91	161,00	56,70	0,17
1.1								
1	190,22	193,87	191,77	193,91	0,91	161,17	63,24	0,18
0.5	189,92	193,88	190,76	193,90	0,59	246,35	80,29	0,11
0.4	192,64	193,62	193,47	193,90	2,33	62,76	71,24	0,79
0.3	192,64	193,47	193,47	193,87	2,78	52,57	67,78	1,01
0.2	189,92	192,53	190,76	192,58	0,93	157,72	60,41	0,18
0.1	189,84	192,46	191,56	192,57	1,51	96,96	61,14	0,38
0	189,56	191,76	191,76	192,39	3,52	41,46	33,46	1,01

Quadro 8 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=184 m^3/s (T=50 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	202,55	201,16	202,68	1,57	116,96	60,30	0,36
17.3	199,44	202,44	201,44	202,63	1,92	95,59	54,01	0,46
17.2	199,30	202,23	201,45	202,44	2,02	90,87	55,92	0,51
17.1	199,11	201,77	201,38	202,18	2,85	64,59	40,81	0,72
17	199,06	201,86	200,91	202,04	1,86	99,02	55,97	0,45
16	198,78	200,85	200,56	201,30	2,96	62,07	42,33	0,78
15	196,75	200,00	199,27	200,28	2,38	77,36	42,89	0,57
14.2	195,96	199,04	199,04	199,81	3,90	47,20	31,10	1,01
14.1	194,90	197,49	197,49	198,35	4,11	44,81	26,47	1,01
14	194,69	197,55	196,63	197,62	1,23	150,13	133,19	0,37
13	194,22	197,22	196,21	197,30	1,27	144,98	101,05	0,34
12.1	193,60	196,95	196,02	197,05	1,39	132,02	80,04	0,35
12	193,53	196,90	195,72	197,00	1,39	132,66	70,48	0,32
11.1	193,23	196,65	195,46	196,78	1,59	115,74	63,98	0,38
11	193,20	196,56	195,71	196,70	1,67	110,33	68,27	0,42
10.1	192,91	196,20	195,64	196,40	1,99	92,58	69,87	0,55
10	192,74	195,97	195,03	196,11	1,68	109,64	77,97	0,45
9	192,37	195,59	194,74	195,70	1,45	126,91	84,07	0,38
8	192,01	195,31	194,25	195,38	1,19	154,24	128,05	0,35
7	191,65	194,99	193,98	195,07	1,27	144,52	108,76	0,35
6	191,29	194,72	193,10	194,79	1,18	156,31	113,47	0,32
5	190,93	194,47	192,64	194,53	1,15	160,29	126,98	0,33
4	190,74	194,35	192,27	194,44	1,30	141,54	55,10	0,26
3	190,57	194,17	192,67	194,31	1,64	112,11	115,45	0,53
2	190,22	194,08	191,94	194,14	1,07	172,00	57,52	0,20
1.1								
1	190,22	194,05	191,95	194,11	1,05	174,43	86,22	0,24
0.5	189,92	194,06	190,90	194,09	0,70	261,71	85,35	0,13
0.4	192,64	193,77	193,62	194,09	2,49	73,81	75,57	0,81
0.3	192,64	193,62	193,62	194,06	2,95	62,44	71,12	1,00
0.2	189,92	192,82	190,90	192,88	1,05	174,92	60,43	0,20
0.1	189,84	192,74	191,74	192,87	1,60	114,66	64,72	0,39
0	189,56	192,01	192,01	192,69	3,66	50,33	36,93	1,00

Quadro 9 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=231 m^3/s (dimensionamento do desvio provisório) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	202,86	201,42	203,00	1,70	136,22	65,35	0,38
17.3	199,44	202,74	201,72	202,95	2,06	112,39	58,56	0,47
17.2	199,30	202,54	201,69	202,77	2,13	108,61	61,30	0,51
17.1	199,11	202,03	201,63	202,51	3,04	75,89	44,58	0,74
17	199,06	202,16	201,14	202,36	1,98	116,38	60,37	0,46
16	198,78	201,15	200,82	201,63	3,06	75,55	47,10	0,77
15	196,75	200,32	199,54	200,64	2,52	91,77	46,64	0,57
14.2	195,96	199,33	199,33	200,18	4,07	56,74	33,81	1,00
14.1	194,90	197,81	197,81	198,76	4,31	53,61	28,84	1,01
14	194,69	197,80	196,84	197,87	1,25	185,31	148,91	0,36
13	194,22	197,48	196,41	197,57	1,34	172,62	106,62	0,34
12.1	193,60	197,22	196,18	197,34	1,50	153,80	82,64	0,35
12	193,53	197,17	195,91	197,29	1,53	151,46	72,86	0,34
11.1	193,23	196,89	195,76	197,05	1,76	131,20	66,58	0,40
11	193,20	196,79	195,89	196,96	1,83	126,51	71,49	0,44
10.1	192,91	196,42	195,85	196,65	2,13	108,24	73,06	0,56
10	192,74	196,20	195,28	196,36	1,81	127,84	82,19	0,46
9	192,37	195,80	194,90	195,93	1,60	144,66	87,63	0,40
8	192,01	195,53	194,45	195,61	1,26	183,32	131,63	0,34
7	191,65	195,23	194,21	195,32	1,35	171,32	114,26	0,35
6	191,29	194,97	193,71	195,05	1,24	185,91	124,35	0,32
5	190,93	194,73	192,91	194,80	1,18	196,23	138,87	0,32
4	190,74	194,59	192,50	194,70	1,49	154,70	56,47	0,29
3	190,57	194,44	192,99	194,57	1,60	144,75	132,92	0,49
2	190,22	194,29	192,12	194,37	1,25	184,11	59,25	0,23
1.1								
1	190,22	194,25	192,13	194,33	1,20	192,12	90,22	0,26
0.5	189,92	194,26	191,06	194,30	0,83	279,17	87,99	0,15
0.4	192,64	193,94	193,78	194,30	2,64	87,40	82,53	0,82
0.3	192,64	193,78	193,78	194,27	3,11	74,29	75,85	1,00
0.2	189,92	193,11	191,06	193,18	1,20	192,64	63,59	0,22
0.1	189,84	193,02	191,95	193,17	1,73	133,45	68,27	0,40
0	189,56	192,33	192,33	192,99	3,60	64,25	49,19	1,00

Quadro 10 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=256 m^3/s (T=100 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	203,00	201,54	203,16	1,75	146,04	67,81	0,38
17.3	199,44	202,88	201,85	203,11	2,12	120,97	60,78	0,48
17.2	199,30	202,68	201,80	202,92	2,17	117,78	63,90	0,51
17.1	199,11	202,16	201,77	202,66	3,13	81,83	46,44	0,75
17	199,06	202,31	201,25	202,52	2,04	125,21	62,48	0,46
16	198,78	201,30	200,95	201,79	3,10	82,61	49,42	0,77
15	196,75	200,48	199,68	200,82	2,58	99,39	48,51	0,57
14.2	195,96	199,46	199,46	200,36	4,19	61,10	34,97	1,01
14.1	194,90	198,00	198,00	198,96	4,33	59,05	30,26	0,99
14	194,69	197,92	196,92	198,00	1,25	204,34	156,71	0,35
13	194,22	197,61	196,50	197,71	1,37	186,83	109,53	0,34
12.1	193,60	197,35	196,26	197,47	1,55	164,68	83,89	0,35
12	193,53	197,29	196,00	197,42	1,59	160,85	73,94	0,34
11.1	193,23	197,01	195,90	197,18	1,84	139,00	67,84	0,41
11	193,20	196,91	195,98	197,09	1,90	134,76	73,23	0,45
10.1	192,91	196,53	195,94	196,78	2,20	116,45	74,66	0,56
10	192,74	196,32	195,40	196,49	1,86	137,78	83,93	0,46
9	192,37	195,93	194,97	196,07	1,64	156,14	89,85	0,40
8	192,01	195,66	194,54	195,74	1,28	200,36	147,46	0,35
7	191,65	195,35	194,31	195,44	1,38	184,88	116,95	0,35
6	191,29	195,09	193,84	195,17	1,27	201,16	130,71	0,33
5	190,93	194,86	193,04	194,93	1,20	214,05	142,10	0,31
4	190,74	194,70	192,62	194,83	1,59	161,04	57,15	0,30
3	190,57	194,56	193,14	194,69	1,58	161,96	140,07	0,47
2	190,22	194,39	192,21	194,48	1,35	190,11	60,13	0,24
1.1								
1	190,22	194,35	192,22	194,43	1,27	200,95	92,08	0,28
0.5	189,92	194,36	191,14	194,40	0,89	287,78	89,05	0,16
0.4	192,64	194,03	193,86	194,40	2,71	94,48	84,87	0,82
0.3	192,64	193,86	193,86	194,37	3,16	81,03	79,72	1,00
0.2	189,92	193,24	191,14	193,32	1,27	201,01	65,10	0,23
0.1	189,84	193,15	192,03	193,31	1,80	142,16	69,82	0,40
0	189,56	192,45	192,45	193,13	3,64	70,30	53,17	1,01

Quadro 11 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=317 m^3/s (T=500 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	203,35	201,85	203,53	1,85	171,37	77,05	0,40
17.3	199,44	203,22	202,12	203,47	2,22	142,85	67,51	0,49
17.2	199,30	203,02	202,05	203,28	2,25	140,70	75,69	0,53
17.1	199,11	202,45	202,05	203,01	3,31	95,86	50,58	0,77
17	199,06	202,62	201,51	202,87	2,17	145,79	67,16	0,47
16	198,78	201,63	201,22	202,14	3,18	99,61	54,60	0,75
15	196,75	200,83	199,96	201,20	2,71	116,96	52,61	0,58
14.2	195,96	199,78	199,78	200,75	4,37	72,62	37,89	1,01
14.1	194,90	198,43	198,43	199,32	4,17	75,97	43,60	1,01
14	194,69	198,20	197,11	198,28	1,26	251,53	174,95	0,34
13	194,22	197,91	196,69	198,02	1,44	220,08	115,96	0,33
12.1	193,60	197,64	196,43	197,78	1,67	189,40	86,73	0,36
12	193,53	197,58	196,21	197,73	1,74	182,04	76,31	0,36
11.1	193,23	197,26	196,14	197,47	2,02	156,62	70,61	0,43
11	193,20	197,16	196,20	197,38	2,06	153,53	76,33	0,46
10.1	192,91	196,77	196,14	197,05	2,35	134,81	78,08	0,57
10	192,74	196,56	195,66	196,77	1,99	159,08	87,53	0,47
9	192,37	196,16	195,15	196,33	1,78	177,72	94,43	0,42
8	192,01	195,91	194,71	196,00	1,32	239,43	160,54	0,35
7	191,65	195,61	194,52	195,72	1,47	215,82	122,85	0,35
6	191,29	195,36	194,09	195,45	1,33	237,97	142,91	0,33
5	190,93	195,14	193,70	195,22	1,24	255,28	148,95	0,30
4	190,74	194,95	192,89	195,11	1,81	175,35	59,16	0,34
3	190,57	194,84	194,07	194,97	1,56	203,37	151,93	0,43
2	190,22	194,61	192,42	194,74	1,55	204,06	63,53	0,28
1.1								
1	190,22	194,57	192,43	194,67	1,43	221,09	96,38	0,30
0.5	189,92	194,58	191,33	194,63	1,03	307,09	91,90	0,18
0.4	192,64	194,20	194,03	194,63	2,89	109,50	87,24	0,83
0.3	192,64	194,03	194,03	194,60	3,33	95,07	84,96	1,01
0.2	189,92	193,52	191,33	193,62	1,44	219,67	68,35	0,26
0.1	189,84	193,42	192,24	193,61	1,96	161,63	73,86	0,42
0	189,56	192,70	192,70	193,42	3,77	84,15	59,66	1,01

Quadro 12 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=338 m^3/s (T=1000 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	203,45	201,94	203,63	1,89	179,22	79,67	0,40
17.3	199,44	203,32	202,20	203,58	2,26	149,46	69,63	0,49
17.2	199,30	203,12	202,14	203,39	2,28	148,40	77,09	0,52
17.1	199,11	202,54	202,14	203,12	3,36	100,57	51,88	0,77
17	199,06	202,72	201,59	202,97	2,21	152,61	68,64	0,47
16	198,78	201,73	201,30	202,26	3,21	105,40	56,25	0,75
15	196,75	200,94	200,05	201,32	2,75	122,91	53,95	0,58
14.2	195,96	199,88	199,88	200,87	4,42	76,49	38,96	1,01
14.1	194,90	198,53	198,53	199,44	4,20	80,40	45,40	1,01
14	194,69	198,29	197,18	198,37	1,27	267,01	176,73	0,33
13	194,22	198,00	196,74	198,11	1,46	231,14	117,95	0,33
12.1	193,60	197,73	196,49	197,88	1,71	197,45	87,62	0,36
12	193,53	197,67	196,28	197,83	1,79	188,94	77,07	0,36
11.1	193,23	197,34	196,21	197,56	2,08	162,36	71,49	0,44
11	193,20	197,24	196,26	197,47	2,12	159,68	77,31	0,47
10.1	192,91	196,85	196,20	197,14	2,40	140,84	79,10	0,57
10	192,74	196,64	195,74	196,85	2,04	166,02	88,64	0,48
9	192,37	196,24	195,20	196,41	1,83	184,77	95,90	0,42
8	192,01	195,99	194,82	196,08	1,34	252,59	164,42	0,34
7	191,65	195,69	194,59	195,80	1,50	226,00	124,74	0,35
6	191,29	195,45	194,15	195,54	1,35	250,50	145,81	0,33
5	190,93	195,24	193,86	195,32	1,26	269,17	151,11	0,30
4	190,74	195,03	192,98	195,21	1,88	180,12	59,93	0,35
3	190,57	194,94	194,13	195,06	1,55	217,74	155,27	0,42
2	190,22	194,69	192,49	194,82	1,62	208,82	66,08	0,29
1.1								
1	190,22	194,63	192,49	194,75	1,48	227,77	97,95	0,31
0.5	189,92	194,64	191,39	194,70	1,08	313,42	93,18	0,19
0.4	192,64	194,26	194,09	194,70	2,96	114,27	87,89	0,83
0.3	192,64	194,09	194,09	194,67	3,39	99,65	85,67	1,00
0.2	189,92	193,60	191,39	193,72	1,50	225,73	70,80	0,27
0.1	189,84	193,50	192,30	193,71	2,01	167,90	75,07	0,43
0	189,56	192,77	192,77	193,51	3,81	88,76	61,65	1,01

Quadro 13 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do caudal Q=392 m^3/s (T=5000 anos) no troço a jusante da barragem

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Largura superficial (m)	Nª de Froude
18	199,49	203,69	202,15	203,89	1,97	199,18	85,96	0,41
17.3	199,44	203,55	202,40	203,84	2,36	166,21	74,71	0,50
17.2	199,30	203,36	202,32	203,64	2,34	167,38	80,06	0,52
17.1	199,11	202,76	202,37	203,38	3,49	112,19	55,02	0,78
17	199,06	202,96	201,78	203,24	2,31	169,45	72,16	0,48
16	198,78	201,98	201,51	202,53	3,26	120,11	60,25	0,74
15	196,75	201,20	200,27	201,61	2,85	137,46	57,10	0,59
14.2	195,96	200,16	200,16	201,17	4,45	88,17	44,18	1,00
14.1	194,90	198,78	198,78	199,70	4,25	92,17	50,53	1,01
14	194,69	198,51	197,32	198,59	1,28	305,65	181,07	0,32
13	194,22	198,23	196,87	198,35	1,52	258,63	122,17	0,33
12.1	193,60	197,96	196,62	198,12	1,80	217,24	89,82	0,37
12	193,53	197,88	196,44	198,07	1,90	205,88	78,91	0,38
11.1	193,23	197,54	196,38	197,79	2,22	176,49	73,61	0,46
11	193,20	197,43	196,43	197,69	2,24	174,79	79,66	0,48
10.1	192,91	197,03	196,34	197,35	2,52	155,56	81,49	0,58
10	192,74	196,83	195,92	197,06	2,14	182,88	91,35	0,48
9	192,37	196,41	195,36	196,61	1,94	201,83	99,38	0,44
8	192,01	196,19	195,03	196,29	1,37	285,75	168,70	0,34
7	191,65	195,90	194,73	196,02	1,55	252,62	129,45	0,35
6	191,29	195,67	194,30	195,77	1,38	284,10	153,32	0,32
5	190,93	195,47	194,06	195,55	1,28	306,39	164,56	0,30
4	190,74	195,23	193,20	195,44	2,04	192,28	61,67	0,37
3	190,57	195,17	194,27	195,29	1,53	255,38	163,56	0,39
2	190,22	194,88	192,66	195,04	1,76	222,48	73,02	0,32
1.1								
1	190,22	194,80	192,66	194,93	1,60	244,61	101,82	0,33
0.5	189,92	194,81	191,54	194,88	1,19	329,28	96,40	0,21
0.4	192,64	194,39	194,21	194,88	3,11	126,07	89,34	0,84
0.3	192,64	194,21	194,21	194,85	3,55	110,51	87,40	1,01
0.2	189,92	193,81	191,54	193,95	1,63	241,20	77,60	0,29
0.1	189,84	193,70	192,47	193,94	2,14	183,44	78,81	0,45
0	189,56	192,96	192,96	193,73	3,90	100,64	66,50	1,01

ANEXO 2 – CÁLCULO DA CURVA DE REGOLFO DO CANAL DO DESCARREGADOR DE CHEIAS

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias Q=394m³/s

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m²)	Raio hidráulico (m)	Nº de Froude
Condições à entrada	244,50	2,84	2,90	4,35	5,45	72,33	2,32	1,03
Convergente	244,33	2,46	2,92	4,52	6,36	61,99	2,06	1,29
Convergente	244,15	2,33	2,95	4,69	6,81	57,82	1,96	1,43
Convergente	243,98	2,24	2,98	4,87	7,18	54,89	1,89	1,53
Convergente	243,80	2,17	3,00	5,04	7,49	52,57	1,84	1,62
Convergente	243,63	2,12	3,03	5,21	7,78	50,65	1,80	1,70
Convergente	243,45	2,08	3,06	5,38	8,04	49,00	1,77	1,78
Convergente	243,28	2,05	3,09	5,55	8,28	47,57	1,74	1,85
Convergente	243,10	2,02	3,12	5,72	8,51	46,29	1,72	1,91
Convergente	242,93	2,00	3,15	5,89	8,73	45,15	1,70	1,97
Convergente	242,75	1,99	3,18	6,05	8,93	44,11	1,68	2,02
Convergente	242,58	1,97	3,21	6,22	9,13	43,15	1,67	2,08
Convergente	242,40	1,96	3,24	6,39	9,32	42,28	1,66	2,12
Convergente	242,23	1,95	3,28	6,56	9,50	41,47	1,65	2,17
Convergente	242,05	1,95	3,31	6,72	9,68	40,71	1,64	2,21
Convergente	241,88	1,95	3,35	6,89	9,85	40,01	1,64	2,25
Convergente	241,70	1,94	3,38	7,06	10,01	39,35	1,63	2,29
Convergente	241,53	1,95	3,42	7,22	10,17	38,73	1,63	2,33
Convergente	241,35	1,95	3,46	7,39	10,33	38,15	1,63	2,36
Convergente	241,18	1,95	3,50	7,55	10,48	37,60	1,62	2,39
Convergente	241,00	1,96	3,54	7,72	10,63	37,08	1,62	2,42
Convergente	240,69	1,94	3,58	8,02	10,92	36,09	1,61	2,50
Convergente	240,38	1,93	3,62	8,32	11,20	35,19	1,59	2,58
Convergente	240,06	1,92	3,67	8,62	11,47	34,36	1,58	2,64
Convergente	239,75	1,91	3,71	8,92	11,73	33,60	1,57	2,71
Convergente	239,44	1,91	3,76	9,22	11,98	32,90	1,56	2,77
Convergente	239,13	1,90	3,81	9,51	12,22	32,24	1,55	2,83
Convergente	238,82	1,90	3,86	9,81	12,46	31,63	1,55	2,88
Convergente	238,50	1,91	3,91	10,11	12,68	31,06	1,55	2,93
Convergente	238,19	1,91	3,96	10,40	12,91	30,53	1,54	2,98
Convergente	237,88	1,92	4,02	10,70	13,12	30,02	1,54	3,02
Convergente	237,57	1,93	4,07	10,99	13,33	29,55	1,54	3,06
Convergente	237,26	1,94	4,13	11,29	13,54	29,10	1,54	3,10
Convergente	236,94	1,96	4,20	11,58	13,74	28,67	1,55	3,13
Convergente	236,63	1,98	4,26	11,88	13,94	28,27	1,55	3,17

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias Q=394m^3/s

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Raio hidráulico (m)	Nª de Froude
Convergente	236,32	1,98	4,33	12,17	14,13	27,89	1,55	3,19
Convergente	236,01	2,00	4,40	12,46	14,31	27,52	1,56	3,22
Convergente	235,70	2,02	4,47	12,75	14,50	27,18	1,56	3,24
Convergente	235,38	2,05	4,54	13,04	14,68	26,85	1,57	3,26
Convergente	235,07	2,08	4,62	13,33	14,85	26,53	1,57	3,27
Convergente	234,76	2,11	4,70	13,63	15,02	26,23	1,58	3,29

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias Q=394m3/s

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Raio Hidráulico (m)	Nª de Froude
Corrente	234,14	2,13	4,79	14,21	15,39	25,60	1,57	3,36
Corrente	233,51	2,08	4,79	14,78	15,79	24,96	1,54	3,50
Corrente	232,89	2,03	4,79	15,36	16,17	24,37	1,52	3,62
Corrente	232,26	1,99	4,79	15,93	16,54	23,82	1,49	3,75
Corrente	231,64	1,94	4,79	16,50	16,90	23,32	1,47	3,87
Corrente	231,02	1,90	4,79	17,06	17,24	22,85	1,45	3,99
Corrente	230,39	1,87	4,79	17,62	17,58	22,41	1,42	4,11
Corrente	229,77	1,83	4,79	18,17	17,90	22,01	1,40	4,22
Corrente	229,14	1,80	4,79	18,72	18,22	21,62	1,39	4,33
Corrente	228,52	1,77	4,79	19,27	18,53	21,26	1,37	4,44
Corrente	227,90	1,74	4,79	19,82	18,83	20,92	1,35	4,55
Corrente	227,27	1,72	4,79	20,36	19,12	20,60	1,33	4,66
Corrente	226,65	1,69	4,79	20,89	19,41	20,30	1,32	4,76
Corrente	226,02	1,67	4,79	21,42	19,69	20,01	1,30	4,87
Corrente	225,40	1,64	4,79	21,95	19,96	19,74	1,29	4,97
Corrente	224,78	1,62	4,79	22,47	20,23	19,48	1,28	5,07
Corrente	224,15	1,60	4,79	22,99	20,49	19,23	1,26	5,17
Corrente	223,53	1,58	4,79	23,51	20,74	19,00	1,25	5,26
Corrente	222,90	1,56	4,79	24,02	20,99	18,77	1,24	5,36
Corrente	222,28	1,55	4,79	24,52	21,23	18,56	1,23	5,45
Corrente	221,66	1,53	4,79	25,03	21,47	18,35	1,22	5,54
Corrente	221,03	1,51	4,79	25,53	21,71	18,15	1,21	5,63

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Raio Hidráulico (m)	Nº de Froude
Corrente	220,41	1,50	4,79	26,02	21,93	17,96	1,20	5,72
Corrente	219,78	1,48	4,79	26,51	22,16	17,78	1,19	5,81
Corrente	219,16	1,47	4,79	26,99	22,38	17,61	1,18	5,90
Corrente	218,54	1,45	4,79	27,47	22,60	17,44	1,17	5,98
Corrente	217,91	1,44	4,79	27,95	22,81	17,28	1,16	6,07
Corrente	217,29	1,43	4,79	28,42	23,01	17,12	1,15	6,15
Corrente	216,66	1,41	4,79	28,89	23,22	16,97	1,14	6,23
Corrente	216,04	1,40	4,79	29,36	23,42	16,82	1,14	6,31
Corrente	215,42	1,39	4,79	29,82	23,62	16,68	1,13	6,39
Corrente	214,79	1,38	4,79	30,27	23,81	16,55	1,12	6,47
Corrente	214,17	1,37	4,79	30,72	24,00	16,42	1,11	6,55
Corrente	213,54	1,36	4,79	31,17	24,18	16,29	1,11	6,63
Corrente	212,92	1,35	4,79	31,61	24,37	16,17	1,10	6,70
Corrente	212,30	1,34	4,79	32,05	24,55	16,05	1,09	6,78
Corrente	211,67	1,33	4,79	32,48	24,72	15,94	1,09	6,85
Corrente	211,05	1,32	4,79	32,91	24,90	15,83	1,08	6,92
Corrente	210,42	1,31	4,79	33,34	25,07	15,72	1,08	6,99
Corrente	209,80	1,30	4,79	33,76	25,24	15,61	1,07	7,06
Corrente	209,18	1,29	4,79	34,18	25,40	15,51	1,06	7,13
Corrente	208,55	1,28	4,79	34,59	25,56	15,41	1,06	7,20
Corrente	207,93	1,28	4,79	35,00	25,72	15,32	1,05	7,27
Corrente	207,30	1,27	4,79	35,40	25,88	15,23	1,05	7,34

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias Q=394m^3/s

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m^2)	Raio hidráulico (m)	Nª de Froude
Divergente	206,68	1,26	4,79	35,80	26,03	15,14	1,04	7,40
Divergente	206,37	1,23	4,73	36,00	26,12	15,09	1,03	7,50
Divergente	206,06	1,21	4,68	36,20	26,20	15,04	1,01	7,61
Divergente	205,74	1,19	4,62	36,39	26,28	14,99	1,00	7,71
Divergente	205,43	1,16	4,57	36,58	26,36	14,95	0,98	7,81
Divergente	205,12	1,14	4,52	36,76	26,44	14,90	0,97	7,91
Divergente	204,81	1,12	4,47	36,94	26,51	14,86	0,96	8,01
Divergente	204,50	1,10	4,43	37,12	26,59	14,82	0,94	8,11
Divergente	204,18	1,08	4,38	37,30	26,66	14,78	0,93	8,20
Divergente	203,87	1,06	4,33	37,47	26,73	14,74	0,92	8,30
Divergente	203,56	1,04	4,29	37,64	26,80	14,70	0,91	8,40
Divergente	203,25	1,02	4,25	37,81	26,87	14,67	0,89	8,49
Divergente	202,94	1,00	4,20	37,97	26,93	14,63	0,88	8,59
Divergente	202,62	0,99	4,16	38,13	27,00	14,59	0,87	8,68
Divergente	202,31	0,97	4,12	38,29	27,06	14,56	0,86	8,78

Quadro 1 – Resultados do cálculo da curva de regolfo do canal do descarregador de cheias Q=394m³/s

Seção	Cota do rasto (-)	Cota da água (-)	Cota corresp.à alt. crítica. (m)	Cota da linha de energia (m)	Velocida de (m/s)	Área do escoamento (m²)	Raio hidráulico (m)	Nª de Froude
Soleira parabólica	202,00	0,95	4,08	38,44	27,12	14,53	0,85	8,87
Soleira parabólica	201,69	0,94	4,05	38,59	27,18	14,50	0,84	8,96
Soleira parabólica	201,37	0,92	4,01	38,74	27,24	14,46	0,83	9,05
Soleira parabólica	201,04	0,91	3,97	38,89	27,30	14,43	0,82	9,15
Soleira parabólica	200,71	0,89	3,94	39,06	27,36	14,40	0,80	9,24
Soleira parabólica	200,36	0,88	3,90	39,22	27,43	14,36	0,79	9,34
Soleira parabólica	200,01	0,87	3,87	39,40	27,49	14,33	0,78	9,43
Soleira parabólica	199,64	0,85	3,83	39,58	27,56	14,29	0,77	9,53
Soleira parabólica	199,27	0,84	3,80	39,76	27,63	14,26	0,76	9,63
Soleira parabólica	198,89	0,83	3,77	39,95	27,70	14,22	0,75	9,72
Soleira parabólica	198,49	0,81	3,74	40,14	27,78	14,18	0,75	9,82
Soleira parabólica	198,09	0,80	3,71	40,34	27,85	14,15	0,74	9,93
Soleira parabólica	197,68	0,79	3,68	40,55	27,93	14,11	0,73	10,03
Soleira parabólica	197,26	0,78	3,65	40,76	28,01	14,07	0,72	10,13
Soleira parabólica	196,83	0,77	3,62	40,97	28,09	14,03	0,71	10,23
Soleira parabólica	196,39	0,76	3,59	41,19	28,17	13,99	0,70	10,34
Soleira parabólica	195,94	0,75	3,56	41,41	28,25	13,95	0,69	10,44
Soleira parabólica	195,48	0,74	3,54	41,64	28,33	13,91	0,68	10,55
Soleira parabólica	195,01	0,72	3,51	41,87	28,41	13,87	0,67	10,66
Soleira parabólica	194,53	0,71	3,48	42,11	28,50	13,83	0,67	10,76
Soleira parabólica	194,04	0,70	3,46	42,35	28,58	13,78	0,66	10,87
Soleira parabólica	193,54	0,69	3,43	42,59	28,67	13,74	0,65	10,98
Soleira parabólica	193,03	0,68	3,41	42,84	28,76	13,70	0,64	11,09

ANEXO 3 – REGIMES TRANSITÓRIOS NO CIRCUITO DE LIGAÇÃO À TURBINA

ANEXO 3 - SITUAÇÃO 1 (NPA)

Maximum and Minimum HGL Envelope along HGL Pipe Profile

Pipe No	Node No	Distance (m)	RL (m)	Steady State (m)	Maximum HGL (m)	Minimum HGL (m)	Maximum Head (m)	Minimum Head (m)
1	1	0.00	206.00	247.94	248.00	247.88	42.00	41.88
1	2	2.40	205.90	247.94	248.54	246.24	42.67	40.38
1	3	4.80	205.70	247.94	248.55	246.25	42.82	40.52
1	4	7.20	205.60	247.94	248.61	246.24	43.02	40.66
1	5	9.60	205.40	247.94	248.62	246.25	43.17	40.80
1	6	12.00	205.30	247.94	248.66	246.25	43.35	40.94
1	7	14.40	205.20	247.94	248.67	246.26	43.50	41.08
1	8	16.80	205.00	247.94	248.68	246.26	43.65	41.23
1	9	19.20	204.90	247.94	248.68	246.31	43.78	41.41
3	1	19.20	204.90	247.94	248.68	246.31	43.78	41.41
3	2	21.50	204.90	247.94	248.69	246.29	43.80	41.41
3	3	23.70	204.90	247.94	248.62	246.30	43.74	41.42
3	4	25.90	204.90	247.94	248.68	246.17	43.81	41.31
3	5	28.10	204.90	247.93	248.69	246.18	43.84	41.32
3	6	30.30	204.80	247.93	249.03	245.35	44.20	40.51
3	7	32.50	204.80	247.93	249.05	245.36	44.22	40.53
3	8	34.70	204.80	247.93	249.10	245.35	44.29	40.54
3	9	37.00	204.80	247.93	249.12	245.36	44.31	40.55
3	10	39.20	204.80	247.93	249.15	245.36	44.37	40.57
3	11	41.40	204.80	247.93	249.17	245.37	44.39	40.59
3	12	43.60	204.80	247.93	249.18	245.37	44.41	40.61
3	13	45.80	204.80	247.93	249.18	245.41	44.43	40.66
3	14	48.00	204.70	247.93	249.19	245.41	44.45	40.67
3	15	50.20	204.70	247.93	249.08	245.44	44.35	40.72
3	16	52.50	204.70	247.93	249.16	245.27	44.44	40.56
3	17	54.70	204.70	247.93	249.17	245.27	44.47	40.57
3	18	56.90	204.70	247.93	249.21	245.14	44.52	40.45
3	19	59.10	204.70	247.93	249.23	245.14	44.55	40.46
3	20	61.30	204.70	247.93	249.27	245.14	44.60	40.47
3	21	63.50	204.70	247.93	249.28	245.14	44.63	40.49
3	22	65.70	204.60	247.93	249.32	245.15	44.68	40.50
3	23	68.00	204.60	247.93	249.34	245.15	44.71	40.52
3	24	70.20	204.60	247.93	249.35	245.16	44.73	40.54
3	25	72.40	204.60	247.92	249.35	245.17	44.74	40.57
3	26	74.60	204.60	247.92	249.36	245.18	44.76	40.58
3	27	76.80	204.60	247.92	249.34	245.18	44.76	40.59

3	28	79.00	204.60	247.92	249.35	245.06	44.78	40.49
3	29	81.20	204.60	247.92	249.34	245.06	44.78	40.50
3	30	83.50	204.50	247.92	249.38	244.96	44.84	40.41
3	31	85.70	204.50	247.92	249.39	244.96	44.86	40.42
3	32	87.90	204.50	247.92	249.43	244.95	44.91	40.43
3	33	90.10	204.50	247.92	249.44	244.95	44.94	40.45
3	34	92.30	204.50	247.92	249.46	244.95	44.96	40.46
3	35	94.50	204.50	247.92	249.47	244.95	44.99	40.47
3	36	96.70	204.50	247.92	249.48	244.96	45.01	40.49
3	37	99.00	204.50	247.92	249.48	244.96	45.02	40.50
3	38	101.20	204.40	247.92	249.50	244.96	45.05	40.52
3	39	103.40	204.40	247.92	249.51	244.96	45.08	40.53
3	40	105.60	204.40	247.92	249.52	244.96	45.10	40.54
3	41	107.80	204.40	247.92	249.51	244.96	45.10	40.55
3	42	110.00	204.40	247.92	249.67	244.96	45.28	40.56
3	43	112.20	204.40	247.92	249.69	244.96	45.30	40.58
3	44	114.50	204.40	247.91	249.71	244.96	45.34	40.59
3	45	116.70	204.40	247.91	249.73	244.96	45.37	40.60
3	46	118.90	204.30	247.91	249.74	244.96	45.39	40.61
3	47	121.10	204.30	247.91	249.75	244.96	45.42	40.62
3	48	123.30	204.30	247.91	249.77	244.96	45.45	40.63
3	49	125.50	204.30	247.91	249.79	244.96	45.48	40.65
3	50	127.70	204.30	247.91	249.80	244.96	45.50	40.66
3	51	130.00	204.30	247.91	249.78	244.96	45.49	40.67
3	52	132.20	204.30	247.91	249.79	244.96	45.51	40.68
3	53	134.40	204.30	247.91	249.80	244.96	45.54	40.69
3	54	136.60	204.30	247.91	249.84	244.96	45.59	40.70
3	55	138.80	204.20	247.91	249.85	244.95	45.61	40.72
3	56	141.00	204.20	247.91	249.88	244.95	45.66	40.73
3	57	143.20	204.20	247.91	249.90	244.95	45.68	40.74
3	58	145.50	204.20	247.91	249.91	244.95	45.71	40.75
3	59	147.70	204.20	247.91	249.92	244.95	45.73	40.76
3	60	149.90	204.20	247.91	249.94	244.95	45.76	40.77
3	61	152.10	204.20	247.91	249.95	244.95	45.79	40.79
3	62	154.30	204.20	247.91	249.97	244.95	45.81	40.80
3	63	156.50	204.10	247.91	249.94	244.95	45.80	40.81
3	64	158.70	204.10	247.90	250.03	244.43	45.90	40.30
3	65	161.00	204.10	247.90	250.04	244.43	45.92	40.32
3	66	163.20	204.10	247.90	250.10	244.43	45.99	40.32
3	67	165.40	204.10	247.90	250.11	244.43	46.02	40.34
3	68	167.60	204.10	247.90	250.15	244.44	46.07	40.36
3	69	169.80	204.10	247.90	250.16	244.44	46.09	40.37

3	70	172.00	204.10	247.90	250.17	244.45	46.12	40.39
3	71	174.20	204.00	247.90	250.18	244.45	46.13	40.41
3	72	176.50	204.00	247.90	250.23	244.41	46.20	40.37
3	73	178.70	204.00	247.90	250.24	244.41	46.23	40.39
3	74	180.90	204.00	247.90	250.30	244.35	46.30	40.34
3	75	183.10	204.00	247.90	250.31	244.35	46.32	40.36
3	76	185.30	204.00	247.90	250.59	243.69	46.61	39.71
3	77	187.50	204.00	247.90	250.60	243.70	46.63	39.73
3	78	189.70	204.00	247.90	250.66	243.69	46.70	39.74
3	79	192.00	203.90	247.90	250.67	243.70	46.72	39.75
3	80	194.20	203.90	247.90	250.71	243.70	46.77	39.77
3	81	196.40	203.90	247.90	250.72	243.71	46.80	39.79
3	82	198.60	203.90	247.90	250.73	243.72	46.82	39.81
3	83	200.80	203.90	247.90	250.73	243.75	46.84	39.85
3	84	203.00	203.90	247.89	250.74	243.76	46.86	39.88
3	85	205.20	203.90	247.89	250.63	243.79	46.76	39.91
3	86	207.40	203.90	247.89	250.71	243.61	46.85	39.75
3	87	209.70	203.80	247.89	250.72	243.61	46.88	39.77
3	88	211.90	203.80	247.89	250.76	243.51	46.93	39.68
3	89	214.10	203.80	247.89	250.78	243.51	46.95	39.69
3	90	216.30	203.80	247.89	250.82	243.51	47.01	39.70
3	91	218.50	203.80	247.89	250.83	243.51	47.03	39.71
3	92	220.70	203.80	247.89	250.84	243.51	47.06	39.72
3	93	222.90	203.80	247.89	250.86	243.51	47.08	39.73
3	94	225.20	203.80	247.89	250.87	243.51	47.10	39.75
3	95	227.40	203.70	247.89	250.87	243.51	47.12	39.76
3	96	229.60	203.70	247.89	250.88	243.52	47.14	39.78
3	97	231.80	203.70	247.89	250.89	243.52	47.17	39.79
3	98	234.00	203.70	247.89	250.90	243.52	47.19	39.80
3	99	236.20	203.70	247.89	250.85	243.52	47.15	39.82
9	1	236.20	203.70	247.89	250.85	243.52	47.15	39.82
9	2	238.60	203.60	247.89	250.87	243.53	47.25	39.92
9	3	241.00	203.50	247.88	250.88	243.60	47.36	40.08
9	4	243.40	203.40	247.88	250.90	243.58	47.46	40.14
9	5	245.80	203.30	247.88	250.89	243.58	47.54	40.23
9	6	248.20	203.30	247.88	250.90	243.59	47.64	40.33
9	7	250.60	203.20	247.88	250.92	243.60	47.74	40.42
9	8	253.00	203.10	247.88	250.93	243.55	47.84	40.46
9	9	255.40	203.00	247.88	250.92	243.55	47.92	40.55
11	1	255.40	203.00	247.88	250.92	243.55	47.92	40.55
11	2	257.90	203.00	247.87	251.00	243.43	48.00	40.43
11	3	260.40	203.00	247.87	251.01	243.43	48.01	40.43

11	4	262.90	203.00	247.87	251.03	243.45	48.03	40.45
11	5	265.40	203.00	247.86	251.00	243.61	48.00	40.61
12	1	265.40	203.00	247.86	251.00	243.61	48.00	40.61
12	2	267.90	203.00	247.84	251.02	243.61	48.02	40.61
12	3	270.40	203.00	247.82	250.99	243.84	47.99	40.84

ANEXO 3 - SITUAÇÃO 2 (NME)

Maximum and Minimum HGL Envelope along HGL Pipe Profile

Pipe No	Node No	Distance (m)	RL (m)	Steady State (m)	Maximum HGL (m)	Minimum HGL (m)	Maximum Head (m)	Minimum Head (m)
1	1	0.00	206.00	221.24	221.30	221.21	15.30	15.21
1	2	2.40	205.90	221.24	225.44	219.84	19.58	13.98
1	3	4.80	205.70	221.24	225.47	219.84	19.74	14.11
1	4	7.20	205.60	221.24	226.58	219.61	20.99	14.03
1	5	9.60	205.40	221.24	226.59	219.53	21.14	14.08
1	6	12.00	205.30	221.24	227.46	219.21	22.15	13.90
1	7	14.40	205.20	221.24	227.46	219.23	22.29	14.06
1	8	16.80	205.00	221.24	227.46	219.27	22.42	14.23
1	9	19.20	204.90	221.24	227.46	219.24	22.56	14.34
3	1	19.20	204.90	221.24	227.46	219.24	22.56	14.34
3	2	21.50	204.90	221.24	227.46	219.27	22.57	14.39
3	3	23.70	204.90	221.24	227.43	219.31	22.55	14.44
3	4	25.90	204.90	221.24	227.42	219.14	22.56	14.28
3	5	28.10	204.90	221.23	227.29	219.16	22.43	14.31
3	6	30.30	204.80	221.23	227.29	219.18	22.45	14.35
3	7	32.50	204.80	221.23	227.21	219.16	22.38	14.33
3	8	34.70	204.80	221.23	227.21	219.19	22.39	14.37
3	9	37.00	204.80	221.23	227.21	219.23	22.40	14.43
3	10	39.20	204.80	221.23	227.21	219.30	22.42	14.51
3	11	41.40	204.80	221.23	227.20	219.20	22.43	14.42
3	12	43.60	204.80	221.23	227.20	219.10	22.44	14.33
3	13	45.80	204.80	221.23	227.20	219.13	22.45	14.38
3	14	48.00	204.70	221.23	227.20	219.15	22.46	14.41
3	15	50.20	204.70	221.23	227.20	219.14	22.48	14.42
3	16	52.50	204.70	221.23	227.20	219.17	22.49	14.45
3	17	54.70	204.70	221.23	227.20	219.12	22.50	14.42
3	18	56.90	204.70	221.23	227.20	219.01	22.51	14.32
3	19	59.10	204.70	221.23	227.20	219.04	22.52	14.36
3	20	61.30	204.70	221.23	227.20	219.07	22.53	14.40
3	21	63.50	204.70	221.23	227.20	219.06	22.54	14.41
3	22	65.70	204.60	221.23	227.20	219.09	22.56	14.45
3	23	68.00	204.60	221.23	227.20	219.12	22.57	14.49
3	24	70.20	204.60	221.23	227.20	219.17	22.58	14.55
3	25	72.40	204.60	221.22	227.20	219.20	22.59	14.59
3	26	74.60	204.60	221.22	227.20	219.23	22.60	14.64

3	27	76.80	204.60	221.22	227.20	219.26	22.62	14.68
3	28	79.00	204.60	221.22	227.20	219.29	22.63	14.72
3	29	81.20	204.60	221.22	227.20	219.28	22.64	14.73
3	30	83.50	204.50	221.22	227.20	219.31	22.65	14.77
3	31	85.70	204.50	221.22	227.20	219.34	22.66	14.81
3	32	87.90	204.50	221.22	227.19	219.55	22.67	15.03
3	33	90.10	204.50	221.22	227.84	219.58	23.33	15.07
3	34	92.30	204.50	221.22	227.84	219.70	23.35	15.20
3	35	94.50	204.50	221.22	229.70	219.52	25.21	15.04
3	36	96.70	204.50	221.22	229.70	219.54	25.23	15.07
3	37	99.00	204.50	221.22	229.73	219.57	25.27	15.11
3	38	101.20	204.40	221.22	229.73	219.54	25.28	15.09
3	39	103.40	204.40	221.22	229.69	219.58	25.26	15.14
3	40	105.60	204.40	221.22	229.71	219.59	25.29	15.17
3	41	107.80	204.40	221.22	229.71	219.63	25.30	15.22
3	42	110.00	204.40	221.22	229.72	219.70	25.32	15.30
3	43	112.20	204.40	221.22	229.78	219.46	25.39	15.07
3	44	114.50	204.40	221.21	229.80	219.37	25.42	15.00
3	45	116.70	204.40	221.21	229.81	219.40	25.45	15.03
3	46	118.90	204.30	221.21	229.83	219.42	25.48	15.07
3	47	121.10	204.30	221.21	229.83	219.39	25.49	15.05
3	48	123.30	204.30	221.21	229.82	219.43	25.50	15.11
3	49	125.50	204.30	221.21	229.84	219.39	25.53	15.08
3	50	127.70	204.30	221.21	229.85	219.44	25.55	15.14
3	51	130.00	204.30	221.21	229.85	219.45	25.57	15.16
3	52	132.20	204.30	221.21	229.82	219.44	25.54	15.17
3	53	134.40	204.30	221.21	229.82	219.47	25.55	15.21
3	54	136.60	204.30	221.21	229.68	219.50	25.43	15.25
3	55	138.80	204.20	221.21	229.68	219.52	25.44	15.28
3	56	141.00	204.20	221.21	229.60	219.44	25.37	15.21
3	57	143.20	204.20	221.21	229.60	219.33	25.38	15.11
3	58	145.50	204.20	221.21	229.60	219.25	25.40	15.04
3	59	147.70	204.20	221.21	229.60	219.31	25.41	15.12
3	60	149.90	204.20	221.21	229.60	219.30	25.42	15.12
3	61	152.10	204.20	221.21	229.60	219.30	25.43	15.13
3	62	154.30	204.20	221.21	229.60	219.32	25.44	15.17
3	63	156.50	204.10	221.21	229.60	219.39	25.45	15.25
3	64	158.70	204.10	221.20	229.60	219.40	25.47	15.27
3	65	161.00	204.10	221.20	229.59	219.45	25.48	15.34
3	66	163.20	204.10	221.20	229.59	219.46	25.49	15.36
3	67	165.40	204.10	221.20	229.59	219.50	25.50	15.40
3	68	167.60	204.10	221.20	229.59	219.54	25.51	15.46

3	69	169.80	204.10	221.20	229.59	219.52	25.53	15.45
3	70	172.00	204.10	221.20	229.59	219.54	25.54	15.49
3	71	174.20	204.00	221.20	229.59	219.67	25.55	15.63
3	72	176.50	204.00	221.20	229.59	219.65	25.56	15.62
3	73	178.70	204.00	221.20	229.59	219.67	25.57	15.66
3	74	180.90	204.00	221.20	229.59	219.72	25.58	15.71
3	75	183.10	204.00	221.20	229.59	219.91	25.60	15.92
3	76	185.30	204.00	221.20	229.59	219.91	25.61	15.93
3	77	187.50	204.00	221.20	229.59	219.83	25.62	15.86
3	78	189.70	204.00	221.20	229.59	219.84	25.63	15.89
3	79	192.00	203.90	221.20	229.59	219.91	25.64	15.96
3	80	194.20	203.90	221.20	229.59	219.96	25.66	16.02
3	81	196.40	203.90	221.20	229.59	219.98	25.67	16.06
3	82	198.60	203.90	221.20	229.59	220.02	25.68	16.11
3	83	200.80	203.90	221.20	229.59	220.09	25.69	16.19
3	84	203.00	203.90	221.19	229.59	220.09	25.70	16.21
3	85	205.20	203.90	221.19	229.59	220.09	25.71	16.22
3	86	207.40	203.90	221.19	229.66	220.03	25.80	16.18
3	87	209.70	203.80	221.19	229.68	220.07	25.83	16.22
3	88	211.90	203.80	221.19	230.68	220.00	26.85	16.16
3	89	214.10	203.80	221.19	230.68	220.04	26.86	16.21
3	90	216.30	203.80	221.19	231.09	220.00	27.28	16.19
3	91	218.50	203.80	221.19	231.11	220.03	27.31	16.23
3	92	220.70	203.80	221.19	231.12	219.96	27.33	16.17
3	93	222.90	203.80	221.19	231.14	220.09	27.37	16.31
3	94	225.20	203.80	221.19	231.14	220.24	27.38	16.48
3	95	227.40	203.70	221.19	231.11	220.32	27.36	16.57
3	96	229.60	203.70	221.19	231.11	220.36	27.37	16.63
3	97	231.80	203.70	221.19	230.97	220.34	27.24	16.62
3	98	234.00	203.70	221.19	230.97	220.37	27.26	16.65
3	99	236.20	203.70	221.19	230.93	220.40	27.23	16.70
9	1	236.20	203.70	221.19	230.93	220.40	27.23	16.70
9	2	238.60	203.60	221.19	231.09	220.40	27.48	16.79
9	3	241.00	203.50	221.18	231.10	220.39	27.58	16.87
9	4	243.40	203.40	221.18	233.78	220.43	30.34	17.00
9	5	245.80	203.30	221.18	233.79	220.39	30.44	17.04
9	6	248.20	203.30	221.18	235.83	220.38	32.57	17.12
9	7	250.60	203.20	221.18	235.84	220.38	32.67	17.21
9	8	253.00	203.10	221.18	235.84	220.41	32.75	17.33
9	9	255.40	203.00	221.18	235.84	220.41	32.84	17.41
11	1	255.40	203.00	221.18	235.84	220.41	32.84	17.41
11	2	257.90	203.00	221.17	237.71	220.42	34.71	17.42

11	3	260.40	203.00	221.17	237.72	220.37	34.72	17.37
11	4	262.90	203.00	221.17	241.09	220.39	38.09	17.39
11	5	265.40	203.00	221.16	241.10	220.46	38.10	17.46
12	1	265.40	203.00	221.16	241.10	220.46	38.10	17.46
12	2	267.90	203.00	221.14	241.08	220.52	38.08	17.52
12	3	270.40	203.00	221.12	239.71	220.62	36.71	17.62