



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa

Barragem no Barranco das Amoreiras

Anteprojecto dos órgãos hidráulicos e do aterro da barragem

Luís Eugénio Lobo de Avilez

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Volume I

Júri

Presidente: Professor António Jorge Silva Guerreiro Monteiro

Orientador: Professor António Alberto do Nascimento Pinheiro

Coorientador: Professora Maria Rafaela Pinheiro Cardoso

Vogais: Professor Emanuel José Leandro Maranhã das Neves

Doutora Teresa Viseu Sarrico Santos

Setembro de 2012

Agradecimentos

Agradeço ao meu orientador, o Sr. Professor António Pinheiro pelo apoio e disponibilidade que sempre demonstrou para me receber, para facultar material de estudo e ainda para transmitir a sua experiência no âmbito de projecto.

Agradeço também à minha coorientadora, a Sra. Professora Rafaela Cardoso, pelo gosto que demonstrou em ensinar, a prontidão em receber-me e disponibilizar material para a elaboração da tese.

Agradeço ainda ao Sr. Professor Rodrigo Proença de Oliveira e à Sra. Professora Ana Falcão Flor pelo apoio e informações que disponibilizaram na resolução de problemas relacionados com a aplicação de modelos de informação geográfica.

Quero agradecer aos meus pais, pela reunião das condições que me permitiram chegar à elaboração desta dissertação.

Resumo

Pretende-se, neste estudo, aplicar os conhecimentos e técnicas do âmbito da Engenharia Civil na elaboração de um anteprojecto do aterro, órgãos de segurança e exploração de uma barragem do tipo aterro zonado, localizada no Barranco das Amoreiras, distrito de Beja.

Foram apresentados critérios e modelos aplicados no desenvolvimento de: (i) um estudo hidrológico da bacia hidrográfica e determinação dos caudais de cheia afluentes à albufeira através da aplicação de modelos de transformação de precipitação em escoamento, (ii) uma solução de descarregador de cheias e órgão de dissipação associado, (iii) uma solução de geometria do aterro da barragem e da sua fundação com base em estudos geológico-geotécnicos, (iv) um plano de observação e inspecção segundo a metodologia disposta na Regulamentação Portuguesa em vigor, (v) um estudo do sistema de derivação provisória e do seu faseamento em obra e, por fim, (vi) um estudo de uma solução de torre de tomada de água, de descarga de fundo e de descarga de caudal ecológico.

Foi elaborada uma memória e descritiva e justificativa das obras e equipamentos e foram incluídos desenhos representativos das soluções adoptadas e da sua implantação topográfica.

PALAVRAS-CHAVE: descarregador de cheias, desvio provisório, descarga de fundo, torre de tomada de água, aterro zonado, plano de observação.

Abstract

The aim of this study was to apply the techniques and knowledge within the scope of Civil Engineering in the preparation of a preliminary design of a zoned embankment dam type and the appurtenant hydraulic structures. The dam is located in the Barranco das Amoreiras stream, district of Beja.

This project includes the presentation of the criteria, assumptions and models used to develop: (i) a hydrologic study of the watershed and determination of the design flood through the application precipitation runoff models, (ii) a solution for the spillway and the stilling basin, (iii) the study of the embankment geometry and its foundation in compliance with the geological and geotechnical studies available, (iv) the study of an observation and inspection plan according to the Portuguese legislation, (v) the study of the temporary diversion works and the stages involved in it and, finally, (vi) the study of a solution of an intake tower, a bottom outlet and an ecological discharge outlet.

This document contains a general essay of the works and equipment used and additionally of the drawings depicting the adopted solutions and their respective deployment.

KEYWORDS: spillway, diversion works, bottom outlet, intake tower, zoned embankment, observation plan.

Índice

1.	Introdução.....	1
1.1.	Objectivo e características gerais.....	1
1.2.	Organização do trabalho.....	2
2.	Estudo hidrológico.....	3
2.1.	Considerações iniciais.....	3
2.2.	Caracterização da bacia hidrográfica.....	3
2.3.	Postos udométricos e hidrométricos.....	8
2.3.1.	Seleção e caracterização de postos udométricos.....	8
2.3.2.	Distribuição da precipitação.....	9
2.4.	Determinação de precipitações máximas.....	9
2.4.1.	Metodologia.....	9
2.4.2.	Precipitações diárias máximas.....	10
2.4.3.	Linha de possibilidade udométrica.....	12
2.4.4.	Curva de intensidade-duração-frequência.....	13
2.4.5.	Análise comparativa.....	14
2.5.	Caracterização de cheias.....	15
2.5.1.	Metodologia.....	15
2.5.2.	Hietogramas.....	15
2.5.3.	Hidrogramas.....	17
2.5.4.	Fórmula racional.....	18
2.6.	Avaliação das afluências.....	19
2.6.1.	Correlação precipitação-escoamento.....	19
2.6.2.	Caudal modular.....	20
2.6.3.	Curva média de duração anual do caudal médio diário.....	21
2.7.	Caracterização da albufeira.....	22
2.7.1.	Curva de volumes acumulados.....	22
2.7.2.	Determinação do nível mínimo de exploração.....	23
3.	Descarregador de cheia.....	25

3.1.	Considerações iniciais	25
3.2.	Geometria da soleira	25
3.3.	Condições de aproximação e muros-guia	27
3.4.	Canal colector.....	28
3.4.1.	Metodologia	28
3.4.2.	Descarregador lateral	30
3.4.3.	Convergência do canal	35
3.5.	Canal de encosta.....	36
3.5.1.	Perfil longitudinal	36
3.5.2.	Curva de regolfo	38
3.5.3.	Divergência do canal	39
3.6.	Bacia de dissipação por ressalto hidráulico.....	39
3.6.1.	Metodologia	39
3.6.2.	Cota da soleira.....	39
3.6.3.	Tipo de Bacia.....	41
3.6.4.	Altura das paredes laterais	42
3.6.5.	Protecção do leito	42
4.	Aterro da barragem	45
4.1.	Considerações iniciais	45
4.2.	Classificação	45
4.3.	Análise do estudo geológico-geotécnico	45
4.4.	Geometria.....	47
4.4.1.	Coroamento	47
4.4.2.	Paramentos do núcleo.....	48
4.4.3.	Maçiços estabilizadores.....	48
4.4.4.	Folga.....	49
4.5.	Drenagem.....	51
4.5.1.	Filtro do núcleo	51
4.5.2.	Filtro dos maciços de estabilização	52
4.5.3.	Tapete drenante	54
4.6.	Enrocamento de protecção.....	54

4.7.	Estados limites últimos	56
4.7.1.	Metodologia	56
4.7.2.	Estabilidade global dos maciços.....	57
4.8.	Estados limites de utilização.....	58
4.8.1.	Metodologia	58
4.8.2.	Caudais percolados	58
4.8.3.	Compactação.....	58
5.	Plano de observação.....	61
5.1.	Considerações iniciais	61
5.2.	Definição do sistema de observação.....	61
5.3.	Colocação dos dispositivos de observação	63
5.4.	Frequência das leituras	64
5.5.	Inspeção visual	64
6.	Obra de desvio provisório.....	65
6.1.	Considerações iniciais	65
6.2.	Fases da obra.....	65
6.3.	Implantação	66
6.4.	Conduta	67
6.5.	Estrutura de controle	69
6.6.	Restituição.....	71
6.7.	Ensecadeiras.....	71
7.	Descarga de fundo e torre de tomada de água e de manobra dos equipamentos	73
7.1.	Considerações iniciais	73
7.2.	Descarga de fundo	73
7.2.1.	Esvaziamento	73
7.2.2.	Válvula de jacto oco.....	74
7.2.3.	Perdas de carga	75
7.2.4.	Grelhas	76
7.2.5.	Submersão	78
7.2.6.	Conduta de arejamento	78
7.3.	Tomada de água e descarga de caudal ecológico	79

7.3.1.	Determinação do caudal ecológico	79
7.3.2.	Grelhas	81
7.3.3.	Conduta	82
7.4.	Equipamentos hidromecânicos.....	85
8.	Considerações finais	86
	Bibliografia.....	88
	ANEXOS	I
	Anexo A – Séries de precipitação máxima anual diária.....	II
	Anexo B – Demonstração de expressões	III
	Demonstração da expressão (3.6)	III
	Demonstração da expressão (3.12)	IV
	Anexo C – Descarga do caudal de dimensionamento para T=1000 anos.....	VI
	Anexo D – Curva de regolfo no caudal de encosta	VIII
	Anexo E – Esvaziamento da albufeira.....	X

Índice de Quadros

Quadro 2.1 – Características da bacia hidrográfica.	3
Quadro 2.2 - Características da linha de água principal segundo o método de Stralher.....	3
Quadro 2.3 - Utilização do solo na bacia hidrográfica.	6
Quadro 2.4 - Tipo de solo na bacia hidrográfica.....	6
Quadro 2.5 – Tempos de concentração da bacia hidrográfica.	8
Quadro 2.6 - Dados dos postos udométricos (consultado em 2012).....	8
Quadro 2.7 - Área de influência dos postos sobre a bacia hidrográfica	9
Quadro 2.8 - Lei de Gumbel. Precipitações máximas anuais em função do período de retorno.	12
Quadro 2.9 - Quocientes entre diferentes durações de precipitação para T=1000 anos.	12
Quadro 2.10 - Precipitações com durações sub-horárias.....	13
Quadro 2.11 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Beja para T=1000 anos.	13
Quadro 2.12 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Évora Cemitério para T=1000 anos.	14
Quadro 2.13 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Évora Cemitério para T=20 anos.	14
Quadro 2.14 - Precipitações obtidas da linha de possibilidade udométrica com T=1000 anos.	14
Quadro 2.15 - Precipitações obtidas da IDF de Beja com T=1000 anos.....	14
Quadro 2.16 - Precipitações obtidas da IDF de Évora Cemitério com T=1000 anos.	15
Quadro 2.17 - Precipitações obtidas da IDF de Évora Cemitério com T=20 anos.	15
Quadro 2.18 - Blocos de precipitação com duração $2t_c$ distribuídos alternadamente para T=1000 anos.....	16
Quadro 2.19 - Precipitação anual média dos postos.....	20
Quadro 3.1 - Parâmetros adimensionais para a determinação do coeficiente de vazão (Tullis e Rahymeyer).....	26
Quadro 3.2 - Características geométricas da soleira em labirinto.....	26
Quadro 3.3 - Parâmetros hidráulicos da soleira de labirinto.....	27
Quadro 3.4 - Alturas de escoamento no canal colector do descarregador lateral.	34
Quadro 3.5 - Parâmetros de cálculo do convergente.	36
Quadro 3.6 - Parâmetros da curva côncava.....	37
Quadro 3.7 - Parâmetros da curva convexa.....	38
Quadro 3.8 - Parâmetros do escoamento no curso de água para $Q_{dim}=147m^3/s$	40
Quadro 3.9 - Parâmetros hidráulicos na secção de entrada da bacia de dissipação.	41
Quadro 3.10 - Comprimento da bacia do tipo III.....	42
Quadro 3.11 - Dimensões do enrocamento.....	43
Quadro 4.1 - Ensaio de compactação (Estudo Geológico-Geotécnico).	46
Quadro 4.2 - Parâmetros de cálculo (Estudo Geológico-Geotécnico).....	47
Quadro 4.3 - Volumes necessários para a construção e volumes disponíveis nas mancha de empréstimo.....	47

Quadro 4.4 - Inclinação dos paramentos dos maciços de estabilização.	48
Quadro 4.5 - Parâmetros de cálculo das ondas que actuam sobre o paramento de montante.	50
Quadro 4.6 - Condições associadas à granulometria do filtro 1.	51
Quadro 4.7 - Espessura do filtro 1.	52
Quadro 4.8 - Condições associadas à granulometria do filtro 1.	53
Quadro 4.9 - Espessura do dreno.	54
Quadro 4.10 - Granulometria dos blocos de enrocamento.	55
Quadro 4.11 - Verificação da segurança segundo o NPB.	56
Quadro 4.17 - Verificação segundo o NBP.	57
Quadro 4.22 - Caudal total percolado através da barragem.	58
Quadro 5.1 - Determinação do índice global de risco, EFR.	62
Quadro 5.2 - Grandezas a observar em barragens de aterro (mínimo recomendável segundo NOIB).	62
Quadro 5.3 - Equipamentos de medição.	63
Quadro 5.4 - Frequências recomendadas (NOIB).	64
Quadro 6.1 - características do escoamento obtidas do HEC-RAS para $Q_{dim}=237m^3/s$	66
Quadro 6.2 - Registo do posto hidrométrico do Monte da Arregota.	66
Quadro 6.3 - Características do escoamento uniforme rápido na conduta com $Q_{dim}=25m^3/s$	67
Quadro 6.4 - Determinação da cota Z_2	69
Quadro 6.5 - Características gerais da conduta de desvio provisório.	69
Quadro 6.6 - Parâmetros na definição do perfil da estrutura de controle.	71
Quadro 7.1 - Parâmetros das condutas de descarga de fundo.	74
Quadro 7.2 - Parâmetros hidráulicos associados às situações de NPA e NME.	74
Quadro 7.3 - Características da grelha da descarga de fundo.	77
Quadro 7.4 - Estimação do caudal ecológico.	81
Quadro 7.5 - Características da grelha da tomada de água.	81
Quadro 7.6 - Características das condutas	83
Quadro 7.7 - Perdas de carga contínuas.	83
Quadro 7.8 - Perdas de carga singulares.	85

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Linha de água principal segundo método de Stralher.....	4
Figura 2.2 - Curva hipsométrica da bacia hidrográfica.....	4
Figura 2.3 - Distribuição do uso do solo na bacia hidrográfica.	6
Figura 2.4 - Tipos de solos na bacia hidrográfica.	7
Figura 2.5 - Polígonos de Thiessen associados aos postos udométricos.....	9
Figura 2.6 - Ajuste de leis estatísticas na estimativa de valores da variável hidrológica.	11
Figura 2.7 - Hietograma de precipitação para duração $2t_c$ e $T=1000$ anos.....	16
Figura 2.8 - Hidrograma de cheia para precipitação com duração de $2t_c$ e $T=1000$ anos.	17
Figura 2.9 - Hidrograma de cheia para precipitação com duração de t_c e $T=20$ anos.....	18
Figura 2.10 - Relações médias em Portugal entre o escoamento anual e a precipitação anual	19
Figura 2.11 - Temperatura média anual na bacia hidrográfica.	20
Figura 2.12 - Curva média de duração anual do caudal médio diário.	22
Figura 2.13 - Curva de volumes acumulados da albufeira.	22
Figura 2.14 - Curva de volumes armazenados da albufeira ampliada por factor de 2,5.	23
Figura 3.1 - Esquema da soleira em labirinto (Pinheiro 2005).....	27
Figura 3.2 - Hidrograma de cheia afluyente e caudal descarregado.	27
Figura 3.3 - Configuração adoptada para os muros-guia.	28
Figura 3.4 - Esquemas de colocação da soleira. Caso a) descarregador frontal, Caso b) descarregador lateral.	29
Figura 3.5 - Esquema do canal colector do descarregador lateral.	29
Figura 3.6 - Planta do descarregador lateral com estreitamento. Impulsos elementares das forças exteriores	30
Figura 3.7 - Representação da impulsão nas paredes do canal colector.....	31
Figura 3.8 - Perfil do descarregador lateral com estreitamento. Impulsos elementares das forças exteriores.	32
Figura 3.9 - Decomposição das forças presentes no fundo do canal.	33
Figura 3.10 - Volume de água no canal colector.	33
Figura 3.11 - Curva convexa genérica (Pinheiro 2005).	37
Figura 3.12 - Bacias de dissipação de energia por ressalto propostas em BUREC (Pinheiro 2009).	41
Figura 3.13 - Bacia do tipo III (Pinheiro 2009).....	41
Figura 3.14 - Relação entre o comprimento da bacia e o número de Froude (BUREC 1987).	42
Figura 4.1 - Esquema de percolação através da barragem (SEEP/W).	52
Figura 4.2 - Fusos granulométricos.	53
Figura 6.1 - Conduta circular. Definição de parâmetros (Pinheiro 2002).	68
Figura 6.2 - Estrutura de montante (Pinheiro 2002).	70
Figura 7.1 - Relação entre o perímetro molhado e o caudal.	80
Figura A.0.1 - Parcela de volume infinitesimal das impulsões no canal colector.	III
Figura A.0.2 - Parcela de volume infinitesimal de água no canal colector.	IV

Peças Desenhadas

Desenho 1- Planta e perfis transversais: descarregador de cheias e torre de tomada de água

Desenho 2 - Cortes geológicos e zonamento da barragem.

Desenho 3 - Planta e perfis: marcas superficiais e piezómetros.

Desenho 4 - Cortes: conduta de desvio provisório, fases da obra de desvio provisório.

Desenho 5 - Cortes e alçados: torre de tomada de água e descarga de fundo.

Desenho 6 - Planta geral.

Abreviaturas

HUD - Hidrograma Unitário de Duração D;

IDF - Intensidade-Duração-Frequência;

LPU - Linha de Possibilidade Udométrica;

NOIB - Normas de Observação e Inspeção de Barragens (Decreto-Lei n.º 847/93 de 10 de Setembro);

NPB - Normas de Projecto de Barragens (Decreto-Lei n.º 846/93 de 10 de Setembro);

RPB - Regulamento de Pequenas Barragens (Decreto-Lei n.º 409/93 de 14 de Dezembro);

RSB - Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei n.º 344/07 de 14 de Outubro);

SCS - Soil Conservation Service;

SNIRH - Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos.

Simbologia

Latina

A – área;

a – coeficiente; afastamento das barras da grelha de protecção; secção do filtro;

b – coeficiente; dimensão das barras da grelha no sentido do escoamento; largura;

C – coeficiente;

CN – número de escoamento da bacia hidrográfica;

C_1' – coeficiente de vazão;

c' – coesão em condições drenadas;

D – diâmetro;

d – coeficiente;

D_h – diâmetro hidráulico;

D_n – dimensão da partícula do filtro para a qual $n\%$ das partículas são inferiores a essa dimensão;

D_n – dimensão do bloco em que $n\%$ das partículas são inferiores a essa dimensão.

d_n – dimensão do solo a proteger para a qual $n\%$ das partículas são inferiores a essa dimensão;

E_b - módulo de elasticidade do material da barra da grelha de protecção;

e – espessura das barras da grelha de protecção;

F_r – número de Froude.

f - coeficiente; factor majoração da fórmula racional; factor de resistência, fetch efectivo;

G – peso do volume líquido no canal colector;

G_e – densidade relativa do enrocamento;

g – aceleração da gravidade;

H – altura de onda; carga hidráulica;

\bar{H} – escoamento médio anual expresso em altura;

H_{cj} – energia específica crítica da secção de jusante;

H_{cm} – energia específica crítica da secção de montante;

H_s – altura significativa de onda;

h – altura de escoamento;

h_j – altura de escoamento a jusante;

h_{med} – altura média da bacia hidrográfica;

i – intensidade da precipitação; declive;

i_m – declive médio do curso de água principal;

J – perda de carga unitária;

K – factor de probabilidade; variável consoante a lei postulada; coeficiente de perda de carga; raio de giração;

K_s – coeficiente de Strickler;

K_d – coeficiente da soleira do descarregador em labirinto;

k – coeficiente de permeabilidade;

k_c – coeficiente relativo à probabilidade de colmatção da grelha;

k_f – coeficiente de forma das barras da grelha;

k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal ;

k_v – coeficiente de permeabilidade vertical;

L – comprimento;

L_H – comprimento de onda;

L_c – largura coroamento;

M – quantidade de movimento; factor de fixação das barras das grelhas de protecção;

N – cota da superfície livre;

$N_{albmáx}$ – cota máxima da albufeira;

n – número de anos;

P – precipitação; altura da parede da soleira descarregadora do lado de montante;

Q – caudal;

Q_a – caudal de ar;

Q_p – caudal de ponta de cheia;

Q_{dim} – caudal de dimensionamento;

Q_i – caudal médio diário com duração i ;

Q_{mdm} – caudal diário médio, máximo registado;

Q_{mod} – caudal modular;

Q_0 – caudal crítico;

q – caudal por unidade de comprimento;

R – espraçamento; raio;

R_h – raio hidráulico.

R_{min} – raio mínimo;

S – submersão;

S_m – declive médio da bacia hidrográfica;

S_t – número de Strouhal;

s' – desvio-padrão com correcção do viés;

t – duração;

t_c – tempo de concentração;

t_{lag} – tempo de resposta;

T – período de retorno;

T_H – período de onda;

v_{med} – velocidade média do escoamento;

V_t – volume total;

V_{valv} – velocidade do escoamento na válvula;

w – teor em água;

W_n – peso do bloco que corresponde à malha onde fica retido n% em peso do material;

X – variável aleatória;

X_i – projecção do segmento radial i na radial central;

\bar{X} – média da amostra;

x – coordenada;

y – coordenada;

Z – valor da variável normal reduzida; cota geométrica;

Z_{valv} – cota do eixo da válvula.

Grega

α – ângulo;

α_i – ângulo medido entre o segmento radial central e segmento radial i ;

ΔH – perda de carga; diferença máxima de cotas no curso de água principal;

ϕ – ângulo do plano da grelha com a horizontal;

ϕ' – ângulo de resistência ao corte em condições drenadas;

γ_a – peso volúmico da água;

γ_b - peso específico do material da barra da grelha de protecção;

γ_t – peso volúmico total;

γ_d – peso volúmico seco;

γ_e – peso volúmico do enrocamento;

γ'_e – peso volúmico submerso do enrocamento;

π – pressão exercida pelo líquido;

$\pi_{f\eta}^x$ – componente em x da força normal ao fundo, exercida pelo líquido;

$\pi_{p\eta}^x$ – componente em x da força normal à parede, exercida pelo líquido;

$\pi_{p\tau}^x$ – componente em x da força tangencial à parede, exercida pelo líquido;

θ – ângulo, equipotenciais do escoamento;

ρ – massa volúmica; relação entre a área obstruída pela grelha e a área total;

Ψ – linha de corrente do escoamento.

1. Introdução

1.1. Objectivo e características gerais

Pretende-se com este relatório realizar um estudo, a nível anteprojecto, dos aspectos gerais do dimensionamento no âmbito do quadro geotécnico e hidráulico de uma barragem de aterro. A este propósito, aplicaram-se conhecimentos adquiridos nas cadeiras de Mecânica de Solos de Rochas, de Análise de Estruturas Geotécnicas, de Hidrologia e Recursos Hídricos, de Modelação e Planeamento de Recursos Hídricos, de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos e Hidráulica I e II.

Os dados iniciais disponibilizados para apoio a uma fase de anteprojecto da barragem incluem: um levantamento topográfico do local de implantação e da albufeira e um estudo geológico geotécnico elaborado pelas empresas Geoplano AHERNE, Geocontrolo e Geohiser

A barragem em estudo foi implantada no Barranco das Amoreiras, distrito de Beja, próxima da povoação de Orada. Trata-se de uma barragem do tipo aterro zonado; com um volume total de aterro de cerca de $784\,000\text{m}^3$; com uma altura máxima de 28m acima do terreno natural e coroamento com 887m de extensão à cota 141,00m, na zona mais alta da barragem, e 140,50m nos encontros.

As características técnicas gerais, referentes ao zonamento incluem:

- Aterro constituído por núcleo com vala corta águas, com inclinação dos paramentos (1H:2V) e largura máxima de 35m;
- Maciços de estabilização com inclinação dos paramentos (1H:3V);
- Filtro do núcleo e tapete drenante com 1 e 1,5m de espessura, respectivamente.

As características técnicas gerais, no âmbito do quadro hidráulico incluem os seguintes dados:

- NME, NPA e NMC fixados às cotas 120,00;137,50 e 139,00m, respectivamente;
- Torre de manobra de equipamentos com tomadas de água à cota 117,35m, para a descarga de fundo, e 119,65m, para distribuição e caudal ecológico.
- Descarregador de cheias instalado na vertente esquerda do vale, com largura de 16m e caudal de dimensionamento de $147\text{m}^3/\text{s}$;
- Conduto com função de desvio provisório e reservada à utilização como galeria, com $\varnothing 2400\text{mm}$ e com caudal de dimensionamento de $25\text{m}^3/\text{s}$;
- Descarga de fundo com tomada com conduta com $\varnothing 1000\text{mm}$, e equipada com válvula de jacto oco com $\varnothing 800\text{mm}$;
- Conduto de distribuição e caudal ecológico com $\varnothing 500\text{mm}$;
- Conduto de caudal ecológico com $\varnothing 200\text{mm}$;

1.2. Organização do trabalho

O presente relatório constitui a memória descritiva e justificativa das obras e equipamentos adoptados e está organizado em 8 capítulos e anexos, em que o Capítulo 1 é a introdução.

No Capítulo 2, é apresentado o estudo hidrológico no qual se determinam os regimes de afluência à albufeira para o dimensionamento dos órgãos hidráulicos.

No Capítulo 3, é dimensionada a estrutura de descarregador de cheias e é determinada a cota do nível máximo de cheia.

No Capítulo 4, procede-se ao zonamento da barragem e às verificações de segurança envolvidas.

No Capítulo 5, é feita uma análise dos parâmetros envolvidos na determinação de um plano de observação.

No Capítulo 6, são apresentados os aspectos envolvidos no dimensionamento da obra de desvio provisório.

No Capítulo 7, dimensionam-se as estruturas envolvidas na descarga de fundo e tomada de água.

No Capítulo 8, apresentam-se as considerações finais

Foram incluídas 6 peças desenhadas referentes à constituição do aterro da barragem, instrumentação de observação e órgãos hidráulicos.

2. Estudo hidrológico

2.1. Considerações iniciais

No estudo hidrológico pretendeu-se determinar o regime de afluências através de uma análise de cheias. Esta análise esteve na base da determinação dos caudais de dimensionamento do descarregador de cheias e do desvio provisório.

A escolha do local de implantação da barragem foi feita tendo em consideração a necessidade de reduzir, tanto quanto o possível, o volume de aterro de construção, pelo que, foi escolhido o local mais estreito do vale. Desta escolha resultou a secção de referência da bacia hidrográfica em estudo. Da consulta de mapas de satélite da Google (<https://maps.google.com/>), foram identificadas outras albufeiras localizadas na bacia hidrográfica. Não conhecendo os regimes de afluência das mesmas, optou-se por ignorar a sua existência para efeitos de cálculo dos caudais afluentes.

2.2. Caracterização da bacia hidrográfica

Com recurso ao programa ArcGIS e ao Raster de Portugal Continental, obtido do Centro de Ecologia, Laboratório de Geoprocessamento (<http://www.ecologia.ufrgs.br/labgeo>), determinaram-se as características da bacia hidrográfica apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Características da bacia hidrográfica.

Área (km²)	101,93
Perímetro (km)	53,93
Altitude máxima (m)	376,00
Altitude mínima (m)	117,00
Altitude média (m)	200,66
Altura média (m)	83,66
Declive médio (%)	3,41

No Quadro 2.2 apresentam-se as características da linha principal de água segundo o método de Stralher, utilizado para a classificação da rede de drenagem.

Quadro 2.2 - Características da linha de água principal segundo o método de Stralher.

Comprimento (km)	21,86
Cota máxima (m)	266,00
Cota mínima (m)	117,00
Declive médio	0,68

Na Figura 2.1 apresenta-se a linha principal de água, determinada segundo o método de Stralher.

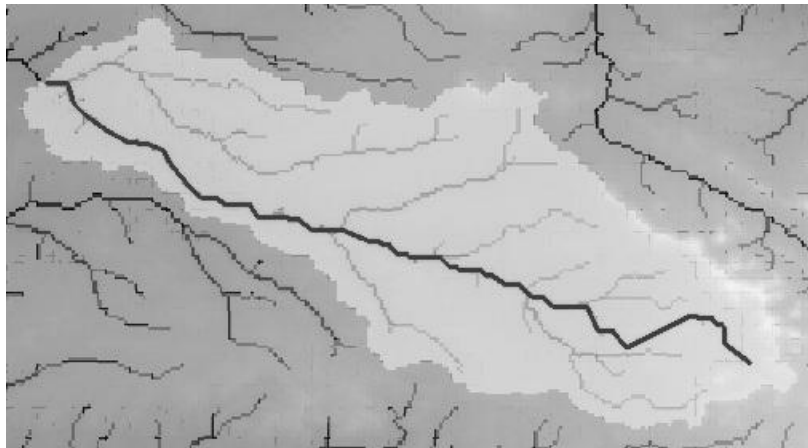


Figura 2.1 - Linha de água principal segundo método de Stralher.

Com recurso ao programa ArcGIS agruparam-se as áreas em função da elevação permitindo a determinação da curva hipsométrica que se apresenta na Figura 2.2.

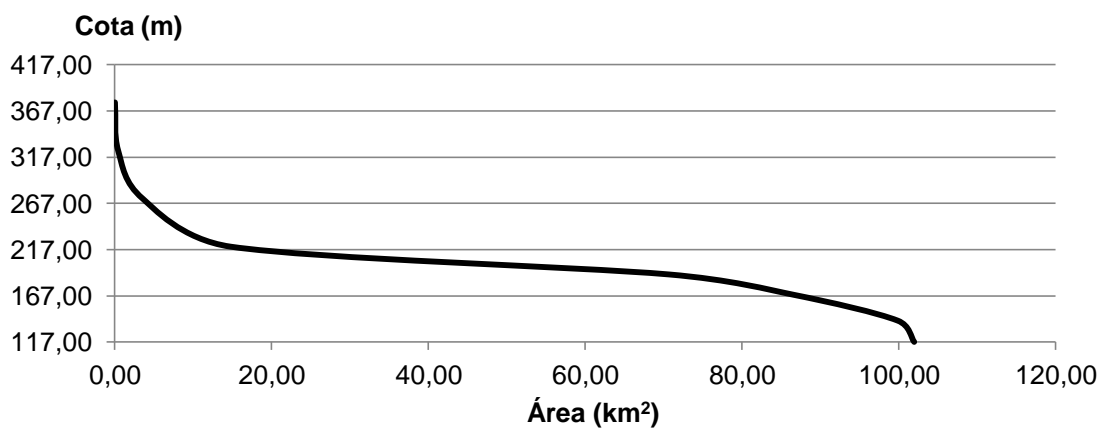


Figura 2.2 - Curva hipsométrica da bacia hidrográfica.

As expressões empíricas utilizadas na determinação do tempo de concentração, t_c , são apresentadas em seguida, antecedidas do nome dos autores que as determinaram:

Giandotti:

$$t_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{h_{med}}} \quad (2.1)$$

Kirpich:

$$t_c = 0,946 \frac{L^{1,155}}{\Delta H^{0,385}} \quad (2.2)$$

Temez:

$$t_c = 0,3 \left(\frac{L}{i_m^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (2.3)$$

Soil Conservation Service por Viessman e Lewis (1972), em Portela (2006) :

$$t_c = \frac{100L^{0,8} \left(\frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{0,3048^{0,8} 1900 S_m^{0,5}} \quad (2.4)$$

onde:

A – área da bacia hidrográfica (km²);

CN – número de escoamento da bacia hidrográfica;

i_m – declive médio do curso de água principal (m);

h_{med} – altura média da bacia hidrográfica, obtida da curva hipsométrica da Figura 2.2 (m);

L – comprimento do curso de água principal, (m) na expressão do SCS, (km) nas restantes;

S_m – declive médio da bacia hidrográfica (%);

t_c – tempo de concentração (h);

ΔH – diferença máxima de cotas no curso de água principal (m).

O número de escoamento, CN, relaciona o tipo, condições de utilização e cobertura do solo com o parâmetro de retenção potencial máxima, S.

O parâmetro de retenção máxima, define-se, segundo Portela (2006), como a capacidade máxima de armazenamento de água na bacia hidrográfica na situação de saturação da bacia na qual se admite uma taxa de infiltração a tender para zero.

Os principais factores que influenciam o número de escoamento são: o tipo de solo, o coberto vegetal a utilização do solo e as condições antecedentes de humidade.

A distribuição geográfica da utilização do solo na bacia hidrográfica, B.H., foi determinada com recurso à carta disponível no Instituto Geográfico Português (<http://www.igeo.pt/>). Os resultados apresentam-se no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 - Utilização do solo na bacia hidrográfica.

Código	Denominação	Área (km²)	Distribuição (% da área da B.H.)
112	Tecido Urbano Descontínuo	0,02	0,02
211	Culturas Temporárias de Sequeiro	35,51	34,84
212	Culturas Temporárias de Regadio	0,02	0,02
221	Vinhas	4,37	4,29
222	Pomares	0,42	0,41
223	Olivais	51,92	50,94
242	Sistemas Culturais e Parcelares Complexos	2,26	2,22
244	Sistemas Agro-Florestais	5,89	5,78
324	Florestas Abertas, Cortes e Novas Plantações	1,52	1,49

Na Figura 2.3 apresenta-se a distribuição do uso do solo na bacia hidrográfica, obtida com recurso ao programa ArcGIS.

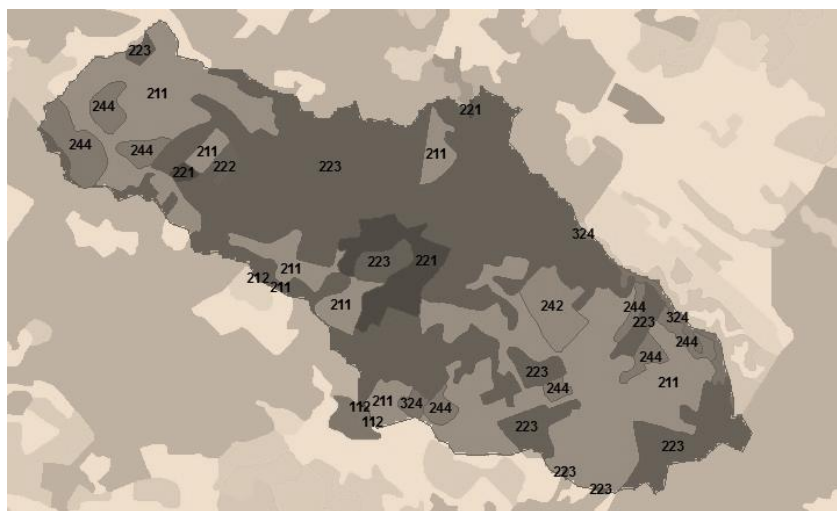


Figura 2.3 - Distribuição do uso do solo na bacia hidrográfica.

A Agência Portuguesa do Ambiente (<http://sniamb.apambiente.pt/webatlas/>), disponibiliza a carta utilizada na determinação da distribuição do tipo de solos em Portugal. No Quadro 2.4 apresentam-se os tipos de solo que constituem a bacia.

Quadro 2.4 - Tipo de solo na bacia hidrográfica

Nome	Subnome	Área (km²)	Distribuição (% da área da B.H.)
Luvissolos	Luvissolos Rodocrómicos Cálcicos Vérticos	84,64	83,03
Luvissolos	Luvissolos Rodocrómicos Cálcicos	10,96	10,75
Cambissolos	Cambissolos Êutricos	6,33	6,21

Na Figura 2.4 apresenta-se a carta utilizada na determinação da distribuição do tipo de solo na bacia hidrográfica.

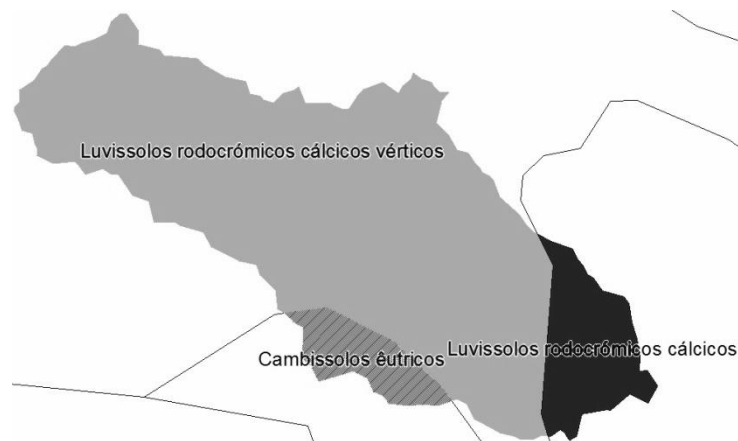


Figura 2.4 - Tipos de solos na bacia hidrográfica.

Em Portela (2006) distinguem-se quatro tipos de solos classificados de A a D. Considerou-se a bacia constituída por solos do tipo D caracterizados por apresentarem taxas de infiltração reduzidas quando totalmente saturados e que se incluem entre os solos onde à superfície ou próximo desta ocorram camadas argilosas.

Segundo a Food and Agriculture Organization of the United Nations (2001), a gênese dos solos do tipo Luvisolos é constituída por três fases onde a argila é transportada da superfície para horizontes de acumulação. Apesar de se apresentarem em geral bem drenados, podem desenvolver zonas de baixa percolação, pelo que, para efeitos de cálculo, se considerou a bacia constituída por solos do tipo D.

Correia (1984), em Portela (2006), apresenta valores de CN para condições antecedentes de humidade médias, AMC (II), corrigidos para condições, AMC (III), condições mais húmidas, que, de acordo com o autor, são as que se verificam com maior frequência em Portugal Continental antes da ocorrência de cheias excepcionais.

Os valores de número de escoamento, nas condições referidas, obtiveram-se por aplicação da expressão (2.5), apresentada por Chow et al. (1988), em Portela (2006).

$$CN(III) = \frac{23CN(II)}{10 + 0,13CN(II)} \quad (2.5)$$

em que:

CN (III) – número de escoamento para condições AMC (III), com o valor 94,7;

CN (II) – número de escoamento para condições AMC (II), com valor de 88,7.

No Quadro 2.5. apresentam-se o valores de tempo de concentração, t_c , obtidos pelas expressões (2.1) a (2.4) e o valor adoptado. O valor obtido pela expressão de Giandotti foi ignorado para a determinação do tempo de concentração.

Quadro 2.5 – Tempos de concentração da bacia hidrográfica.

Expressões	t_c (h)
Giandotti	10,00
Kirpich	4,86
Temez	3,36
SCS	4,96
t_c adoptado	5,00

2.3. Postos udométricos e hidrométricos

2.3.1. Selecção e caracterização de postos udométricos

Os dados relativos às series de precipitação e escoamentos em Portugal Continental foram obtidos do Sistema Nacional de Informação de Recursos Hídricos (SNIRH, <http://snirh.pt>).

Da consulta verificou-se que a bacia hidrográfica não dispõe na sua rede nenhuma estação hidrométrica. Não foram ainda identificados, na região próxima à bacia, postos hidrométricos com dados que permitam elaborar uma análise estatística de escoamentos.

Relativamente à avaliação da rede de postos udométricos, foram identificados os postos indicados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Dados dos postos udométricos (consultado em 2012).

Código	Estação	Período de registo		Nr. Dados	Dias em Falta	
		Começa em	Termina em		Nr.	(%)
25M/03C	Monte da Torre	21-07-2001	27-01-2010	3048	65	2,13
25L/01UG	Pedrogão do Alentejo	01-06-1941	28-01-2010	24750	329	1,33
25M/04U	Moura	01-02-1932	31-05-1941	3390	18	0,53
26M/01C	Herdade da Valada	01-10-1968	23-10-2011	15442	286	1,85
25N/01UG	Sobral da Adiça	01-08-1980	10-08-2010	10667	300	2,81
26L/01UG	Serpa	01-10-1931	12-06-2011	29082	28	0,10
24N/01UG	Amareleja	01-09-1931	26-02-2009	28223	81	0,29

Dos postos identificados, ignoraram-se o posto do Monte da Torre e o posto de Moura por se considerarem insuficientes os períodos de registo de que dispõem, em termos de análise estatística. Relativamente ao posto de Moura, verificou-se ainda que o período de registo não é coincidente com o dos outros postos. No Anexo A apresentam-se os registos de precipitações utilizados nos cálculos.

2.3.2. Distribuição da precipitação

Para determinar as precipitações sobre a bacia, adoptou-se o método de interpolação de Thiessen. Para tal, utilizou-se o programa ArcGIS na determinação das áreas de influência associadas aos postos udométricos. No Quadro 2.7 apresentam-se os postos com influência sobre a bacia.

Quadro 2.7 - Área de influência dos postos sobre a bacia hidrográfica

Estação	Área (km ²)	(% da área da B.H.)
Pedrogão do Alentejo	21,68	21,27
Herdade da Valada	80,21	78,69
Sobral da Adiça	0,04	0,04

Na Figura 2.5 apresentam-se as áreas de influência associadas aos postos udométricos por aplicação do método de Thiessen.

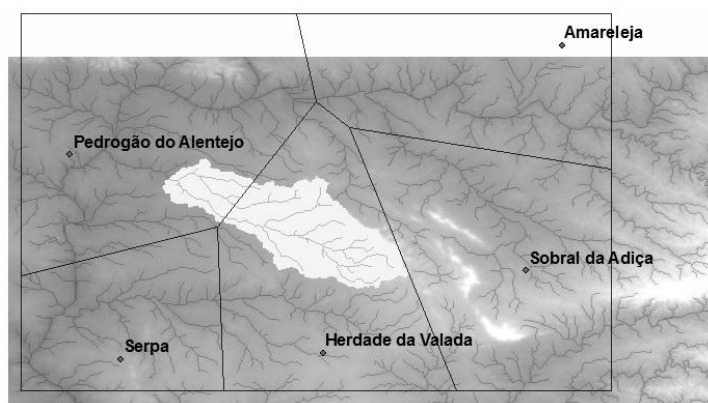


Figura 2.5 - Polígonos de Thiessen associados aos postos udométricos.

2.4. Determinação de precipitações máximas

2.4.1. Metodologia

Na análise de cheias aplicaram-se modelos de transformação de precipitação em escoamento para a determinação dos caudais associados a precipitações com um certo grau de probabilidade de ocorrência, traduzida pelo período de retorno.

Relativamente ao descarregador de cheias, observam-se das Normas de Projecto de Barragens diferentes períodos de retorno exigidos em função da altura, do tipo de barragem e do risco estabelecido em função dos danos potenciais. De acordo com esta norma, na barragem em estudo, de aterro, com uma altura de 28m e um risco pouco significativo, o período de retorno, estabelecido para projecto é de 1000 anos.

No que respeita à obra de desvio provisório, a norma não refere períodos de retorno, pelo que, foi adoptado um caudal com um período de retorno de 20 anos em função do risco estabelecido no ponto 6.1.

As intensidades de precipitação, associadas a diferentes períodos de retorno, foram determinadas com recurso a dados de registos udométricos e posteriormente comparadas com as obtidas por utilização das curvas de intensidade-duração-frequência de Brandão et al. (2001).

2.4.2. Precipitações diárias máximas

As precipitações diárias máximas anuais foram obtidas dos registos de precipitações diárias máximas segundo uma distribuição ponderada pelas áreas de influência de cada posto, determinadas em 2.3.2. No Anexo A apresentam-se as precipitações máximas anuais relativas aos postos da bacia hidrográfica segundo a aplicação do método de interpolação de Thiessen.

A determinação das precipitações associadas a elevados períodos de retorno, T , foi feita recorrendo às leis estatísticas dadas por:

Gumbel:

$$K_G = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0,5772 + \ln \left[\ln \frac{T}{T-1} \right] \right\} \quad (2.6)$$

$$X = \bar{X} + s' K_G \quad (2.7)$$

Pearson III:

$$K_P = Z + (Z^2 - 1)k + \frac{1}{3}(Z^3 - 6Z)k^2 - (Z^2 - 1)k^3 + Zk^4 + \frac{1}{3}k^5 \quad (2.8)$$

$$k = \frac{C_s}{6} \quad (2.9)$$

$$X = \bar{X} + s' K_P \quad (2.10)$$

onde:

X – variável aleatória para dado período de retorno;

K – factor de probabilidade, em função da lei postulada;

s' – desvio padrão com correcção do viés;

T – período de retorno (anos);

\bar{X} – média da amostra;

Z – valor da variável normal reduzida.

Para cada distribuição de probabilidade postulada pelas expressões (2.6) a (2.10), são apresentados na Figura 2.6 os valores estimados da variável aleatória em função do período de retorno, T .

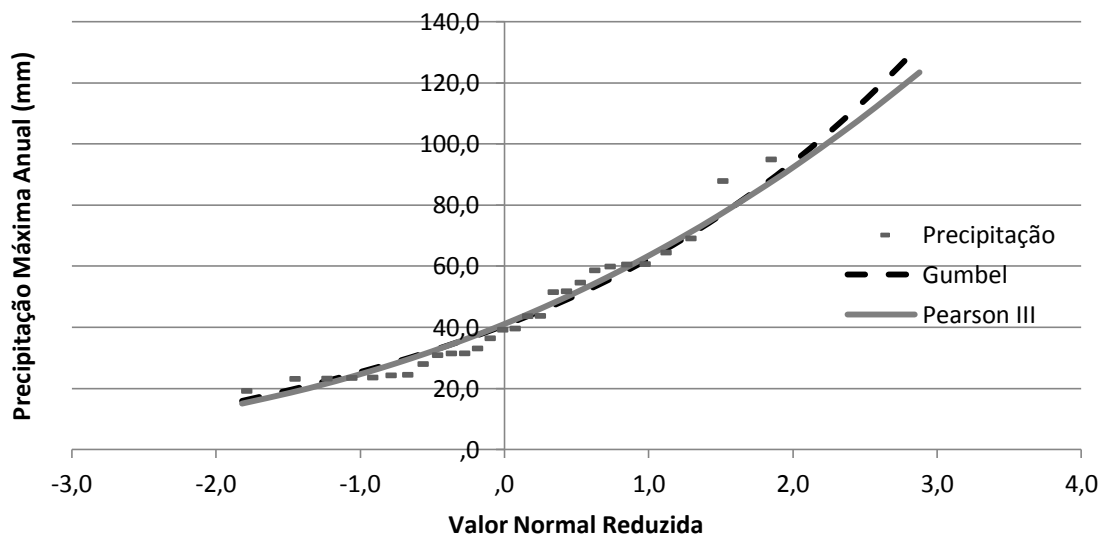


Figura 2.6 - Ajuste de leis estatísticas na estimativa de valores da variável hidrológica.

Da análise da Figura 2.6, adoptaram-se as precipitações obtidas pela aplicação da lei estatística de Gumbel por ser a que apresenta, para elevados períodos de retorno, maiores estimativas de precipitação, pelo que, se considerou a estimativa mais conservativa.

No Quadro 2.8 apresentam-se os valores de precipitação para diferentes períodos de retorno, por aplicação da lei de Gumbel.

Quadro 2.8 - Lei de Gumbel. Precipitações máximas anuais em função do período de retorno.

Período de retorno (anos)	Precipitação máxima anual (mm)
50	96
100	107
1000	143

2.4.3. Linha de possibilidade udométrica

A análise de precipitações intensas, com particular interesse na determinação de caudais de ponta de cheia, requer o conhecimento das precipitações com duração inferior à horária.

A relação entre a precipitação e a sua duração, para um dado período de retorno, é dada pela linha de possibilidade udométrica, LPU, expressão (2.11).

$$P = at^b \quad (2.11)$$

A equação anterior resulta na relação linear em escala logarítmica traduzida pela seguinte expressão:

$$\log P = \log a + b \log t \quad (2.12)$$

em que:

a e b – parâmetros adimensionais;

P – precipitação com dado período de retorno;

t – duração da precipitação.

Brandão et al. (2001) propõem, para Portugal Continental, diversas relações sub-horárias em função da localização geográfica. No Quadro 2.9 apresentam-se as relações sub-horárias, para um período de retorno de 1000 anos.

Quadro 2.9 - Quocientes entre diferentes durações de precipitação para T=1000 anos.

$P_{1h}/P_{diária}$	$P_{6h}/P_{diária}$	$P_{24h}/P_{diária}$
0,49	0,72	1,17

No Quadro 2.10 apresentam-se as precipitações máximas associadas a durações sub-horárias, obtidas das relações apresentadas no Quadro 2.9.

Quadro 2.10 - Precipitações com durações sub-horárias.

Duração (h)	Precipitação (mm)
1	70
6	103
24	168

Da aplicação do método dos mínimos quadrados aos valores apresentados no Quadro 2.10 obteve-se a seguinte LPU, para um período de retorno de 1000 anos:

$$P = 22,56t^{0,27} \quad (2.13)$$

Com t expresso em minutos.

2.4.4. Curva de intensidade-duração-frequência

A intensidade média de precipitação para diferentes durações é dada pelas curvas de intensidade-duração-frequência, IDF, segundo a seguinte expressão:

$$i = at^{b-1} \quad (2.14)$$

Brandão et al. (2001) propõem diversas curvas IDF obtidas com base nos registos de postos udográficos do Continente. Da análise do documento concluiu-se que a consideração das curvas IDF do posto mais próximo, posto de Beja, pode, para certas durações de precipitação, não ser a mais representativa das condições de precipitação da bacia, pelo que, se incluiu nesta análise o estudo da IDF do posto de Évora Cemitério.

Os parâmetros adimensionais da curva IDF do posto de Beja e do posto de Évora Cemitério, para um período de retorno de 1000 anos, foram obtidos do relatório de Brandão et al. (2001) e são apresentados no Quadro 2.11 e no Quadro 2.12.

Quadro 2.11 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Beja para T=1000 anos.

Duração	a	b
5<t<30min	379,12	-0,424
30min<t<6h	1314,20	-0,787
6<t<48h	1232,00	-0,776

Quadro 2.12 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Évora Cemitério para T=1000 anos.

Duração	a	b
5<t<30min	394,60	-0,377
30min<t<6h	1582,10	-0,769
6<t<48h	1432,20	-0,766

Os parâmetros da curva IDF para um período de retorno de 20 anos, utilizados no dimensionamento do desvio provisório, são apresentados no Quadro 2.13.

Quadro 2.13 - Parâmetros da curva IDF para o posto de Évora Cemitério para T=20 anos.

Duração	a	b
5<t<30min	271,98	-0,43
30min<t<6h	843,21	-0,751
6<t<48h	772,17	-0,747

2.4.5. Análise comparativa

Da utilização dos métodos descritos obtiveram-se precipitações máximas para durações de 30 e de 60min e para uma duração igual ao tempo de concentração, 5h, com período de retorno de 1000 anos. As precipitações obtidas da aplicação da LPU, dada pela expressão (2.13), são apresentados no Quadro 2.14.

Quadro 2.14 - Precipitações obtidas da linha de possibilidade udométrica com T=1000 anos.

Duração (min)	Precipitações (mm)
30	57
60	68
300	105

No Quadro 2.15 constam os valores de precipitação obtidos da curva IDF do posto de Beja e o no

Quadro 2.16 os valores referentes ao posto de Évora Cemitério.

Quadro 2.15 - Precipitações obtidas da IDF de Beja com T=1000 anos.

Duração (min)	i (mm/h)	P (mm)
30	90	45
60	52	52
300	15	74

Quadro 2.16 - Precipitações obtidas da IDF de Évora Cemitério com T=1000 anos.

Duração (min)	i (mm/h)	P (mm)
30	116	58
60	68	68
300	20	98

A análise dos dados apresentados nos quadros anteriores permitiu concluir que o regime de precipitações do posto de Évora Cemitério é o que se aproxima mais do obtido da LPU, como tal, optou-se por utilizar a IDF deste posto para a determinação das precipitações para um período de retorno de 20 anos, Quadro 2.17.

Quadro 2.17 - Precipitações obtidas da IDF de Évora Cemitério com T=20 anos.

Duração (min)	i (mm/h)	P (mm)
60	39	39
120	23	46
180	17	51

2.5. Caracterização de cheias

2.5.1. Metodologia

Sherman (1932), em Portela (2006), propôs o estabelecimento de um hidrograma unitário na modelação do processo associado ao escoamento provocado por uma dada precipitação. Na impossibilidade de obter os hidrogramas unitários por métodos directos, foi necessário estabelecer um hidrograma unitário sintético baseado nas características fisiográficas da bacia hidrográfica. Optou-se pela utilização do proposto pelo SCS.

Por fim, foi utilizada a fórmula racional na determinação do caudal de ponta de cheia e procedeu-se a uma análise comparativa.

2.5.2. Hietogramas

A distribuição temporal da precipitação, traduzida por hietogramas, apresenta uma forte influência sobre o caudal de ponta de cheia. Segundo Portela (2006), a consideração de hietogramas de blocos alternados origina maiores caudais de ponta do que uma distribuição em blocos crescentes ou decrescentes, verificando-se os maiores caudais de ponta para uma distribuição de blocos simétrica ao hidrograma unitário de duração D, HUD. O mesmo estudo sugere a utilização de hietogramas de

blocos alternados com um mínimo de 3 blocos para precipitações com duração igual ao tempo de concentração e com um mínimo de 6 blocos para precipitações com duração igual à tripla do tempo de concentração.

Conhecida a LPU da expressão (2.13), determinaram-se os blocos para uma precipitação com duração dupla do tempo de concentração, apresentados no Quadro 2.18.

Quadro 2.18 - Blocos de precipitação com duração $2t_c$ distribuídos alternadamente para $T=1000$ anos.

t (min)	P (mm)	ΔP (mm)	Distribuição alternada (mm)
60	68	68	4
120	82	14	4
180	92	10	5
240	99	7	5
300	105	6	7
360	111	5	14
420	115	5	68
480	120	4	10
540	124	4	6
600	127	4	4

Na Figura 2.7, apresenta-se o hietograma de precipitação com duração dupla do tempo de concentração, constituído por blocos alternados segundo uma distribuição simétrica ao HUD.

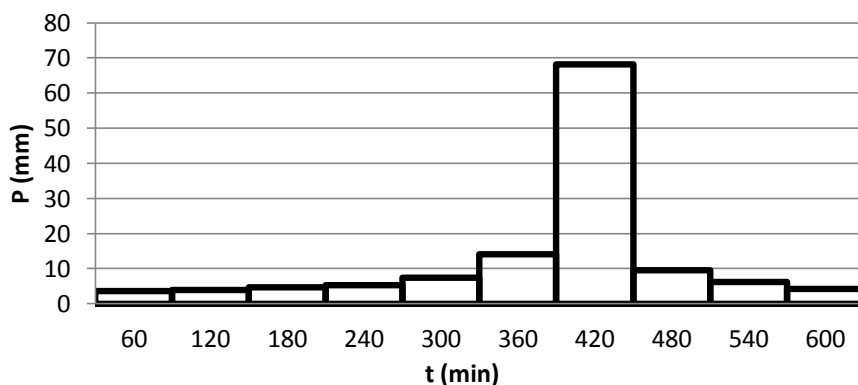


Figura 2.7 - Hietograma de precipitação para duração $2t_c$ e $T=1000$ anos.

A precipitação uniforme com período de retorno de 20 anos e duração igual ao tempo de concentração foi determinada com recurso à IDF do posto de Évora Cemitério, tendo sido distribuída em 5 blocos de precipitação com 11,63mm e com duração de 60 min.

2.5.3. Hidrogramas

Na determinação dos hidrogramas de cheia, com base no modelo do hidrograma unitário do SCS, utilizou-se o programa HEC-HMS.

Na definição do modelo do HUD do SCS foi necessário conhecer o tempo de resposta, t_{lag} , definido em Portela (2006), como o intervalo de tempo que medeia o centro de gravidade do hietograma da precipitação efectiva e a ocorrência do caudal de ponta de cheia. O documento em questão sugere a adopção de um tempo de resposta dado por:

$$t_{lag} = 0,6t_c \quad (2.15)$$

o que corresponde a um tempo de resposta de 3 h.

Relativamente à determinação das perdas de precipitação na estimação da precipitação efectiva, optou-se por utilizar o modelo de perdas do Soil Conservation Service. Na definição deste modelo no programa HEC-HMS, foram definidos três parâmetros: as perdas iniciais, o número de escoamento e a percentagem de solo impermeável na bacia hidrográfica.

Relativamente às perdas iniciais, o programa HEC-HMS assume por defeito que o valor das perdas constitui cerca de 20% da capacidade máxima da retenção da bacia hidrográfica. Segundo Correia (1984), em Portela (2006), esta consideração conduz a elevadas perdas iniciais e conseqüentemente a subestimação da precipitação efectiva, pelo que, é sugerida a adopção de uma perda inicial nula.

No que respeita à definição da área impermeável, do observado no Quadro 2.3, verificou-se que é praticamente inexistente, pelo que, se considerou igual a zero.

Na Figura 2.8 e Figura 2.9 apresentam-se os hidrogramas de cheia obtidos para um período de retorno de 1000 e 20 anos, com caudais de ponta de cheia de 615 e 237m³/s, respectivamente.

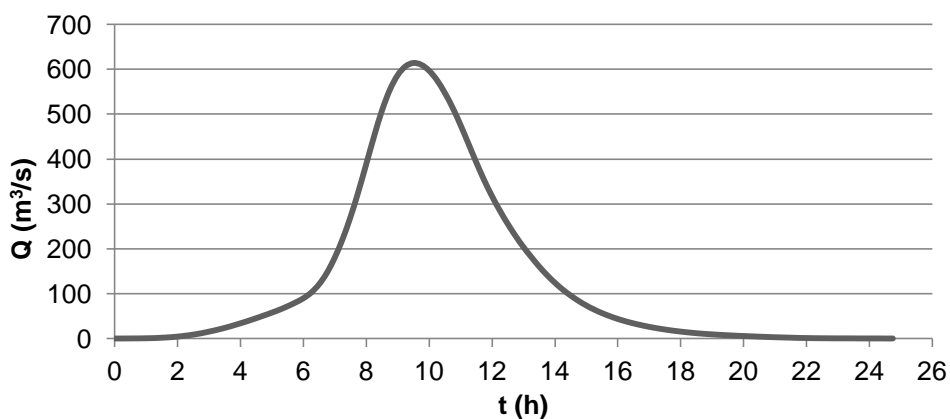


Figura 2.8 - Hidrograma de cheia para precipitação com duração de $2t_c$ e $T=1000$ anos.

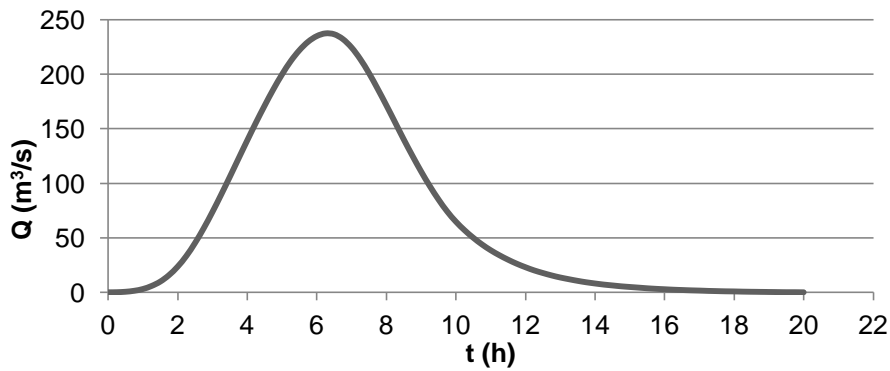


Figura 2.9 - Hidrograma de cheia para precipitação com duração de t_c e $T=20$ anos.

2.5.4. Fórmula racional

A título comparativo utilizou-se a fórmula racional, atribuída a Mulvaney, dada por:

$$Q = CiA \quad (2.16)$$

onde:

Q - caudal de ponta de cheia;

C - coeficiente que traduz as perdas de escoamento, adoptou-se conservativamente o valor 0,7;

i - intensidade da precipitação;

A - área da bacia hidrográfica.

Segundo Hipólito e Vaz (2011), esta expressão restringe-se a pequenas bacias, por considerar como pressuposto que a precipitação ocorre uniformemente em toda a bacia e que a intensidade é constante ao longo da duração da precipitação.

A consideração de intensidades de precipitação constantes não permite determinar os maiores caudais de ponta. Como tal, sugere-se a aplicação de um factor de majoração que considera a não uniformidade da precipitação, dado por:

$$f = 2 - \sqrt{b} \quad (2.17)$$

onde:

f - factor de majoração;

b - expoente da LPU, dado pelo valor de 0,27, consultar expressão (2.13).

Para uma intensidade de precipitação uniforme de 21mm/h, obtida da LPU da expressão (2.13), considerando-se uma duração igual ao tempo de concentração e período de retorno de 1000 anos, obteve-se um caudal de ponta de 418m³/s. Da aplicação do factor de majoração, com o valor 1,48 determinado pela expressão (2.17), obteve-se um caudal de ponta de 618m³/s.

Os caudais de ponta de cheia obtidos por este método aproximam-se dos obtidos pelo hidrograma de cheia, o que constitui uma segurança adicional quanto à aplicabilidade dos métodos.

2.6. Avaliação das aflúências

2.6.1. Correlação precipitação-escoamento

Dada a inexistência de dados hidrométricos relativos à bacia do Barranco das Amoreiras, a determinação do escoamento médio anual foi feita recorrendo às relações regionais entre o escoamento anual e a precipitação anual estabelecidas em Quintela (1996) e que se apresentam na Figura 2.10.

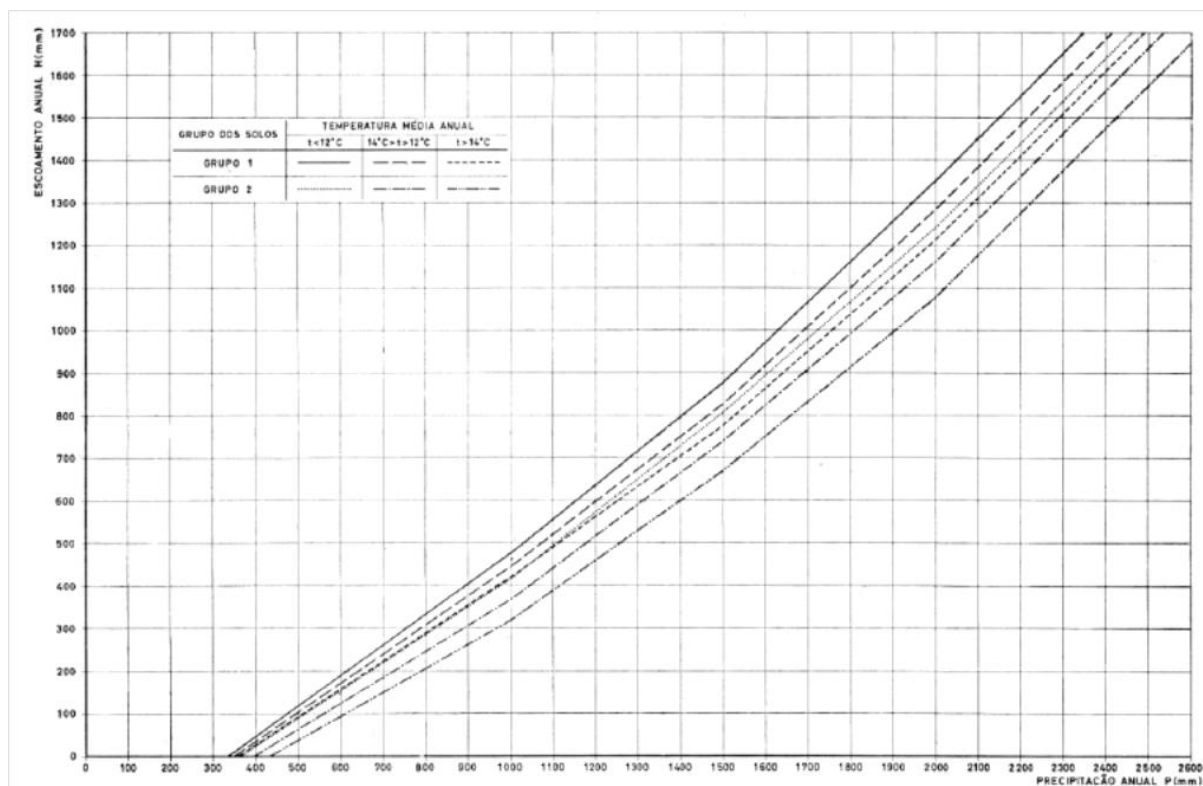


Figura 2.10 - Relações médias em Portugal entre o escoamento anual e a precipitação anual (Quintela 1996).

A utilização das curvas requer o conhecimento da temperatura média anual e do tipo de solo. O tipo de solo é dividido em duas categorias: o grupo 1 está associado a solos que originam elevado

escoamento anual e o grupo 2 é referente a solos com baixo escoamento anual. No ponto 2.2., os solos foram caracterizados por apresentam taxas de infiltração reduzidas, como tal, considerou-se que a bacia é constituída por solos do grupo 1.

A determinação da temperatura média na bacia foi feita com recurso à carta, apresentada na Figura 2.11, obtida da Agência Portuguesa do Ambiente, APA, onde se verificou na zona da bacia hidrográfica uma temperatura média anual entre 16,0 e os 17,5°C, tendo sido adoptado o valor médio de 17°C.

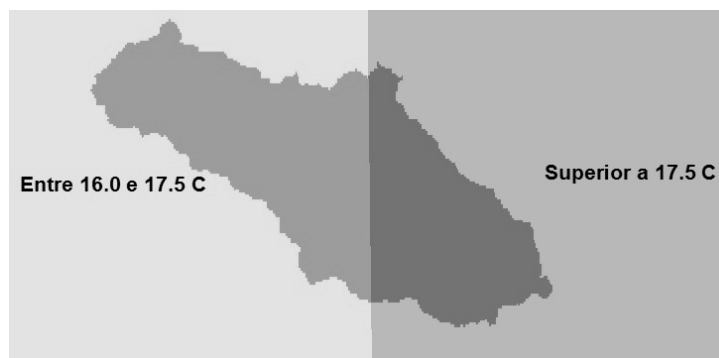


Figura 2.11 - Temperatura média anual na bacia hidrográfica.

Dos dados dos postos udométricos, obtidos do SNIRH, determinou-se a precipitação média anual com o valor 506,9mm, ponderada segundo as áreas de influência de Thiessen, Quadro 2.19.

Quadro 2.19 - Precipitação anual média dos postos.

Estação	Precipitação média anual (mm)	Influência (% da área da B.H.)
Pedrogão do Alentejo	519,20	21,27
Herdade de Valada	502,67	78,69
Sobral da Adiça	512,30	0,04

Das relações estabelecidas por Quintela (1996) e dos parâmetros descritos obteve-se um escoamento anual da ordem dos 100mm.

2.6.2. Caudal modular

O caudal modular, entendido como o caudal médio anual de uma série de anos de registo, obtém-se da seguinte relação:

$$Q_{mod} = \frac{\bar{H}A}{365 \times 24 \times 3,6} = 0,32 \quad (2.18)$$

onde:

Q_{mod} - caudal modular (m^3/s);

\bar{H} - escoamento médio anual expresso em altura (mm);

A - área da bacia hidrográfica em (km^2).

Da aplicação da expressão (2.18), obteve-se um caudal modular de $0,32m^3/s$.

2.6.3. Curva média de duração anual do caudal médio diário

A curva de duração anual do caudal médio diário indica o número de dias do ano em que os caudais são igualados ou excedidos. A configuração da curva depende essencialmente da altura de escoamento anual, como tal, foi necessário identificar uma bacia vizinha com uma altura de escoamento anual semelhante. Optou-se por utilizar a bacia do posto hidrométrico de Ardila (25M/01H) com dados de caudais médios diários registados no período de 1949 a 2001 e com uma altura média de escoamento anual determinada em 100mm.

O método consistiu em utilizar os dados de caudais médios diários, do SNIRH, para a obtenção do caudal modular da bacia de Ardila. Com este caudal, determinou-se uma curva adimensional média de duração anual de caudais médios diários, cuja ordenada é dada pela relação entre caudal médio diário e o caudal modular.

Os caudais da curva de duração para a bacia da Amoreira foram determinados por:

$$Q_i^{amoreira} = \frac{Q_i^{ardila}}{Q_{mod}^{ardila}} \times Q_{mod}^{amoreira} \quad (2.19)$$

onde:

$Q_i^{amoreira}$ - caudal médio diário da bacia da Amoreira com duração de i dias

Q_i^{ardila} - caudal médio diário da bacia de Ardila para com duração de i dias;

Q_{mod}^{ardila} - caudal modular da bacia de Ardila;

$Q_{mod}^{amoreira}$ - caudal modular da bacia da amoreira.

Na Figura 2.12 apresenta-se a curva de duração média anual obtida da aplicação da expressão (2.19), segundo o método exposto.

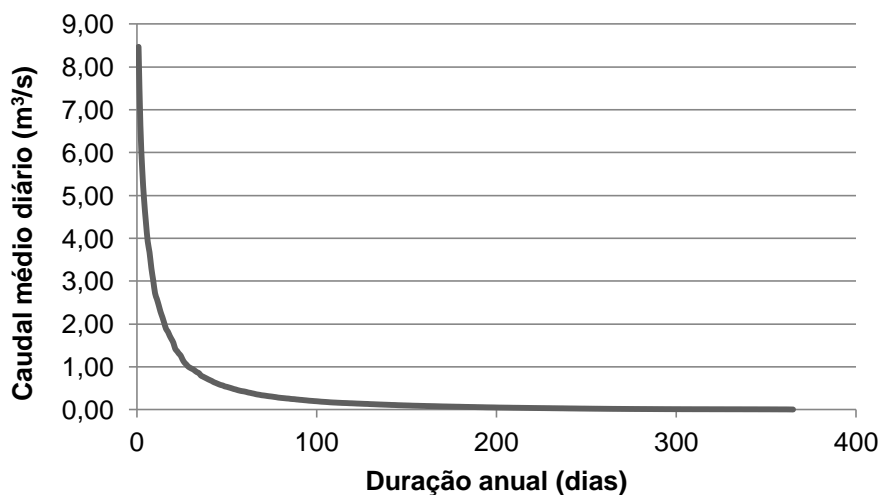


Figura 2.12 - Curva média de duração anual do caudal médio diário.

2.7. Caracterização da albufeira

2.7.1. Curva de volumes acumulados

A curva de volumes armazenados da albufeira, fornecida em conjunto com outros dados iniciais, é apresentada na Figura 2.13. Esta curva foi utilizada no dimensionamento do sistema de descarga de fundo (ponto 7.2.1).

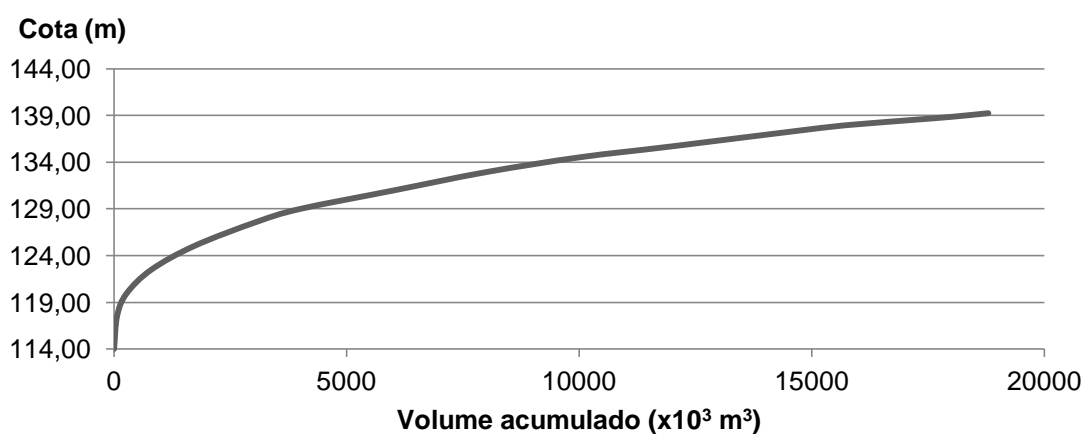


Figura 2.13 - Curva de volumes acumulados da albufeira.

No dimensionamento do descarregador de cheias (Capítulo 3), optou-se por considerar uma curva de volumes ampliada por um factor de 2,5 por forma a atenuar o sobredimensionamento do

descarregador resultante da não consideração da influência dos aproveitamentos a montante sobre os caudais afluentes. Figura 2.14.

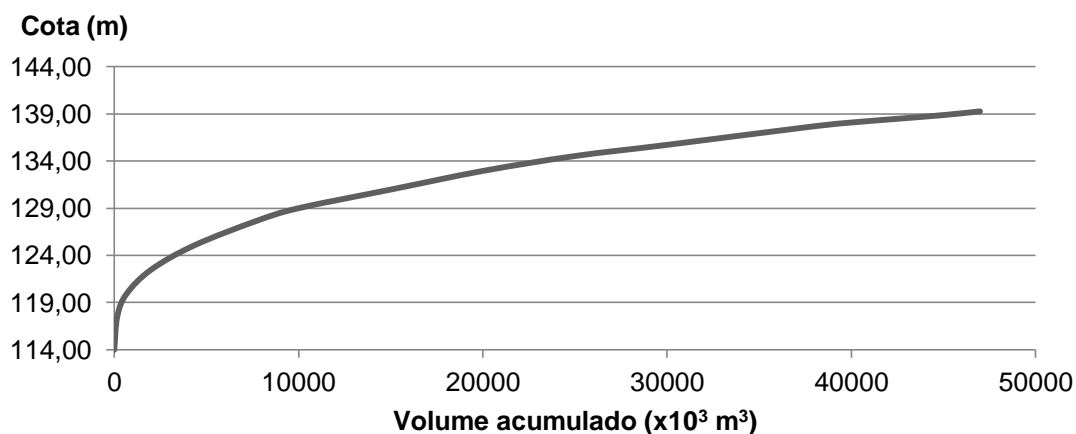


Figura 2.14 - Curva de volumes armazenados da albufeira ampliada por factor de 2,5.

2.7.2. Determinação do nível mínimo de exploração

No âmbito do presente trabalho não foram incluídos estudos relativos à produção de sedimentos, como tal, optou-se por assumir o nível morto à cota 119,00m, o que corresponde, por aplicação da curva de volumes apresentada na Figura 2.13, a um volume de cerca de 0,46hm³ acumulados no tempo de vida útil da barragem.

Da mesma curva de volumes armazenados, verifica-se à cota do nível pleno de armazenamento (137,50m, estabelecida no ponto 3.2.) um volume bruto de 37,5hm³, resultando um volume efectivo, obtido da diferença entre o volume morto e o volume bruto à cota de pleno armazenamento, de cerca de 37hm³.

Considerou-se o nível mínimo de exploração à cota 120,00m, por forma a garantir a submersão mínima da conduta para a descarga de fundo, segundo os critérios apresentados no ponto 7.2.5.

3. Descarregador de cheia

3.1. Considerações iniciais

Segundo as Normas de Observação e Inspeção de Barragens, NOIB, o descarregador de cheias tem por função assegurar a descarga da cheia de projecto, sem auxílio de outros órgãos, por forma a garantir a segurança da barragem, de vias de comunicação, de populações e outras obras. No mesmo documento, indicam-se os períodos de retorno da cheia de projecto. Numa barragem, de aterro, com altura compreendida entre os 15 e os 50m, com um risco significativo, o período de retorno do caudal de projecto é de 1000 anos.

No que respeita ao tipo de descarregador, optou-se pelo tipo mais usual nas barragens de aterro, o de canal de encosta. Este tipo de descarregador é constituído por: soleira descarregadora, canal de encosta e uma obra de dissipação de energia. No Desenho 1 apresentam-se a planta e perfis longitudinais da solução de descarregador de cheias.

A implantação do descarregador deve ter em consideração aspectos relacionados com a fundação, com a função que desempenha e ainda factores económicos. A escolha da vertente esquerda do vale, para a implantação do descarregador de cheias, deve-se essencialmente ao facto da sua inclinação permitir a adopção de um canal mais curto. Por outro lado, a escolha desta vertente permitiu a colocação de um canal de eixo rectilíneo alinhado segundo a orientação do talvegue do rio.

Relativamente à fundação não foram identificadas diferenças que justificassem a alteração do local de implantação do descarregador de cheias, tendo sido verificada a presença de horizontes miocénicos em ambas as vertentes.

3.2. Geometria da soleira

A soleira descarregadora é o elemento responsável pelo controlo da vazão da cheia. Optou-se pela adopção de uma soleira de directriz não rectilínea, do tipo labirinto, por esta apresentar um comprimento de soleira superior à largura do canal e conseqüentemente maior vazão para a mesma carga hidráulica, quando comparada com uma soleira de directriz rectilínea.

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

$$Q = \frac{2}{3} C'_l L \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (3.1)$$

com:

L - comprimento da crista (m);

H - carga hidráulica na crista do descarregador (m);

C_1' - coeficiente de vazão, segundo a expressão (3.2), proposta por Tullis e Rahmeyer em Pinheiro (2005) dada por:

$$C_1' = a + b\left(\frac{H}{P}\right) + c\left(\frac{H}{P}\right)^2 + d\left(\frac{H}{P}\right)^3 + f\left(\frac{H}{P}\right)^4 \quad (3.2)$$

onde:

P - altura da parede do descarregador do lado de montante (m);

a, b, c, d e f - parâmetros definidos em função do ângulo das paredes com a direcção do escoamento, como indicado na Quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Parâmetros adimensionais para a determinação do coeficiente de vazão (Tullis e Rahmeyer).*

α (°)	a	b	c	d	e
8	0,49	1,08	-5,27	6,79	-2,83

*Na aplicação dos parâmetros adimensionais devem ser respeitadas as condições experimentais na base da sua determinação e que incluem: espessura das paredes: $e \approx P/6$; $H/P < 0,9$; $e \leq A \leq 2e$; raio de curvatura, $R \approx P/12$.

O estudo das necessidades de caudal de distribuição e dos efeitos a jusante por acção do caudal proveniente da descarga da cheia não foram incluídos no âmbito deste trabalho, pelo que, se optou por fixar o NPA à cota 137,50m. Considerou-se admissível adoptar o NMC à cota 139,00m, resultado a diferença em 1,5m.

Na definição da geometria da soleira descarregadora variou-se a largura o descarregador por forma a obter um nível máximo da albufeira à cota 139,00m. No Anexo C apresentam-se os resultados obtidos relativamente à evolução do nível da albufeira em função dos caudais afluentes e descarregados. A resposta da albufeira foi obtida com recurso à curva de volumes armazenados, ampliada por um factor de 2,5, que é apresentada na Figura 2.14 . do ponto 2.7.1. As características geométricas adoptadas para o descarregador em labirinto, constituído por quatro módulos são apresentadas no Quadro 3.2.

Quadro 3.2 - Características geométricas da soleira em labirinto*.

b (m)	L (m)	P (m)	e (m)	A (m)	α (°)	R (m)
16,0	80,0	2,5	0,45	0,71	8	0,2

* b - largura do descarregador (m); L - comprimento da soleira; P - altura da parede da soleira a montante (m); e - espessura da parede da soleira (m); R - raio no perfil da parede.

Na Figura 3.1 apresenta-se um esquema de uma soleira de labirinto e de um módulo da mesma.

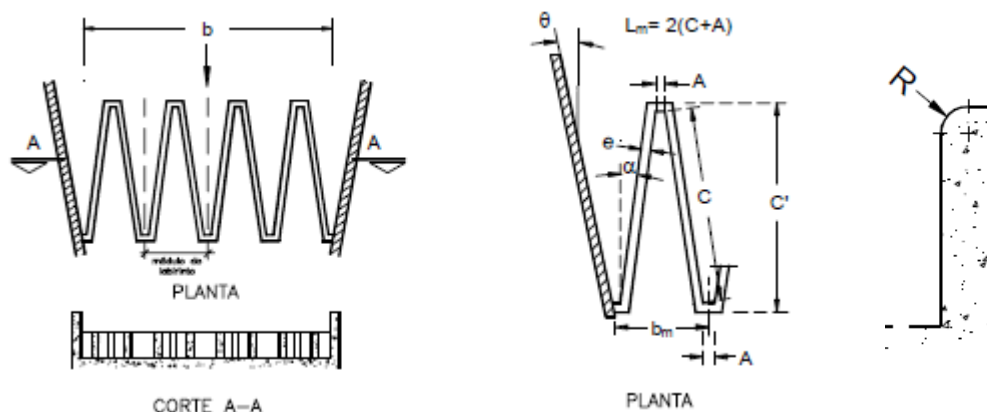


Figura 3.1 - Esquema da soleira em labirinto (Pinheiro 2005).

No Quadro 3.3, apresentam-se os parâmetros hidráulicos obtidos da simulação da descarga para a solução de soleira adoptada.

Quadro 3.3 - Parâmetros hidráulicos da soleira de labirinto.

$Q_{\text{máximo}} \text{ (m}^3\text{/s)}$	$H_{\text{máximo}} \text{ (m)}$	$H/P_{\text{máximo}}$
147,1	1,5	0,6

Na Figura 3.2 são apresentados os caudais de cheia afluyente e os descarregados em função do tempo para a solução de descarregador adoptada.

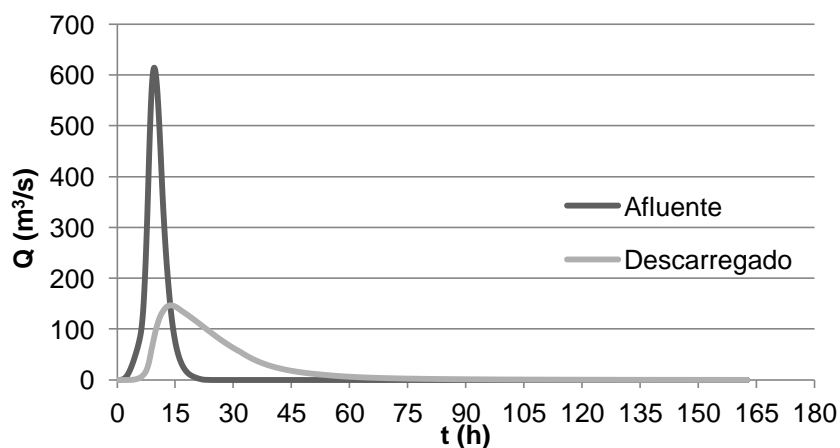


Figura 3.2 - Hidrograma de cheia afluyente e caudal descarregado.

3.3. Condições de aproximação e muros-guia

Devem ser garantidas condições de aproximação à soleira descarregadora por forma a não influenciar a sua vazão, pelo que, previu-se a escavação de uma plataforma e a construção de muros-guia à entrada do canal de acesso ao descarregador.

A configuração dos muros-guia deve ter em consideração a necessidade de evitar a ocorrência de fenômenos de separação de escoamento, devendo por isso apresentar uma forma hidrodinâmica. No dimensionamento da configuração dos muros, adoptaram-se as funções de variável complexa representativas das linhas de corrente. Lemos (1986), em Pinheiro (2005), estabelece uma função em coordenadas cartesianas dada pela seguinte expressão:

$$z = x + iy = \phi + e^{\phi} \cos \psi + i(\psi + e^{\phi} \operatorname{sen} \psi) \quad (3.3)$$

onde:

x - coordenada real da função z que representa as linhas de corrente;

y - coordenada imaginária que representa as equipotenciais.

Na Figura 3.3, apresenta-se a configuração na origem da solução adoptada nos muros-guia, onde foi adaptada a linha de corrente com o valor $\psi = +3\pi/4$ e onde os factores ϕ representam as equipotenciais.

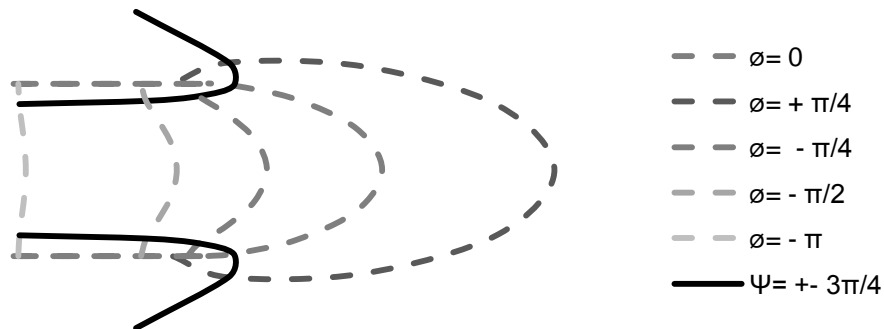


Figura 3.3 - Configuração adoptada para os muros-guia.

3.4. Canal colector

3.4.1. Metodologia

A orientação da soleira relativamente ao canal colector pode, em alguns casos, ser alterada por forma a reduzirem-se as escavações. Dada a elevada largura da soleira em labirinto (16,0m), optou-se por estudar uma solução de implantação segundo o eixo do canal, funcionando como descarregador lateral.

Na Figura 3.4 apresentam-se esquemas de duas soluções estudadas. No caso a) a soleira descarregadora é orientada perpendicularmente ao eixo do canal e implantada a jusante do coroamento. No caso b) apresenta-se uma solução de descarregador lateral, implantado a montante da barragem.

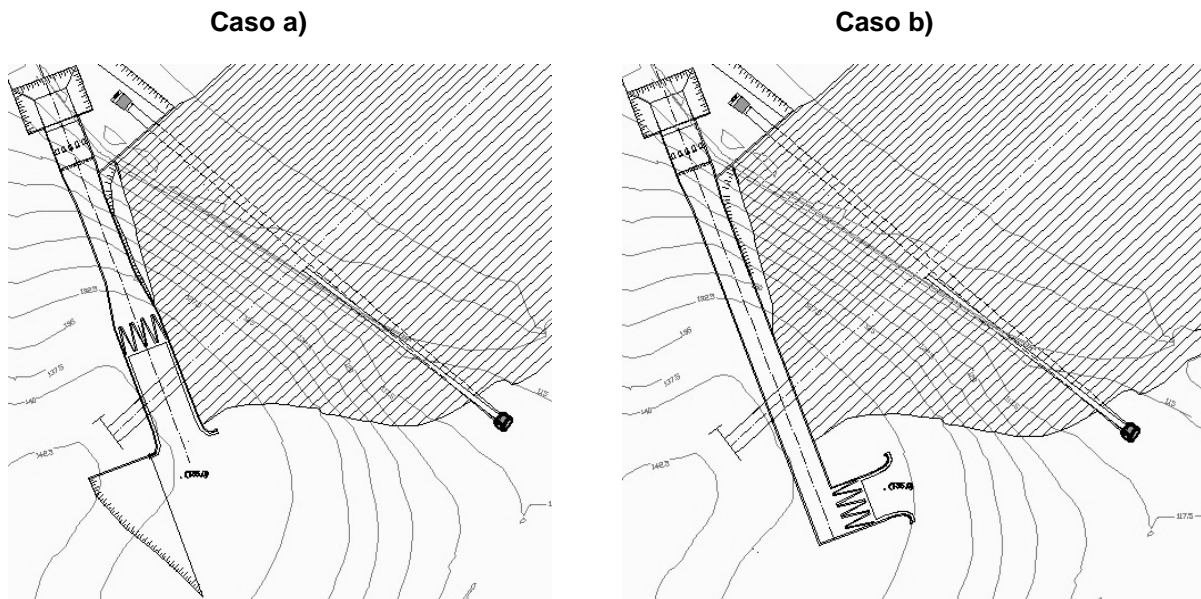


Figura 3.4 - Esquemas de colocação da soleira. Caso a) descarregador frontal, Caso b) descarregador lateral.

O dimensionamento da solução do Caso a) é apresentado nos seguintes pontos do presente capítulo. Entre as medidas adoptadas, optou-se por utilizar um canal de encosta com 10,0m de largura.

Para o estudo do Caso b), foi necessário desenvolver uma expressão para determinação das alturas de escoamento no canal colector. Esta expressão foi depois aplicada a um canal onde se variou a largura da secção 1, como indicado na Figura 3.5.

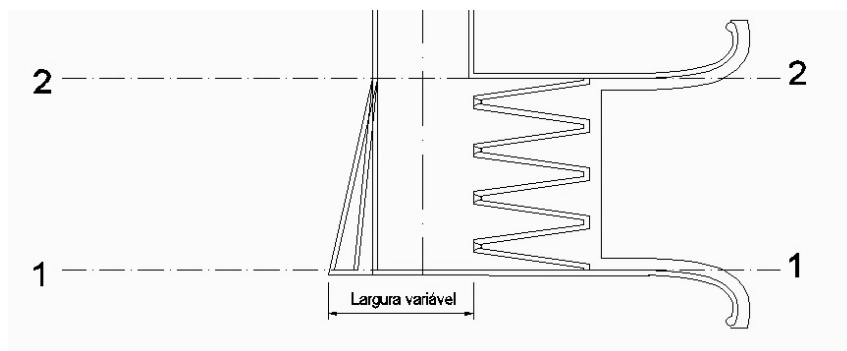


Figura 3.5 - Esquema do canal colector do descarregador lateral.

3.4.2. Descarregador lateral

Para a determinação das alturas de escoamento no canal colector, sujeito a descarga lateral, utilizou-se o teorema de Euler ou da quantidade de movimento, no qual, *o diferencial da quantidade de movimento é igual ao impulso elementar da resultante das forças exteriores*:

$$d\vec{M} = \vec{F}_e dt \quad (3.4)$$

Considere-se a planta de um colector de um descarregador lateral apresentada na Figura 3.6 e as forças exteriores envolvidas no escoamento.

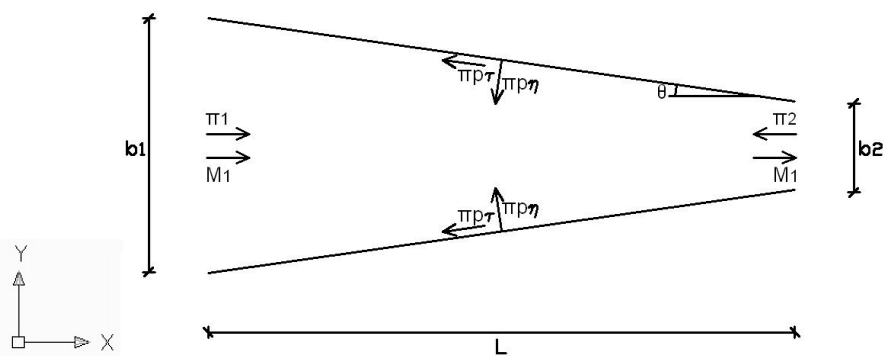


Figura 3.6 - Planta do descarregador lateral com estreitamento. Impulsos elementares das forças exteriores

Do teorema de Euler, expressão (3.4), e da Figura 3.6 resulta :

$$M_2 - M_1 = \pi_1 - \pi_2 - 2\pi_{pr}^x - 2\pi_{pn}^x \quad (3.5)$$

em que:

M_1 e M_2 – quantidade de movimento na secção 1 e 2 respectivamente;

π_1 e π_2 – pressão exercida pelo líquido exterior sobre o líquido contido no volume do canal colector;

π_{pr}^x e π_{pn}^x – componentes em x das forças de reacção ao líquido, tangenciais e normais respectivamente.

A resultante da impulsão do líquido nas paredes determina-se pelo cálculo do volume do prisma que se apresenta na Figura 3.7, onde se considerou $h_1 > h_2$.

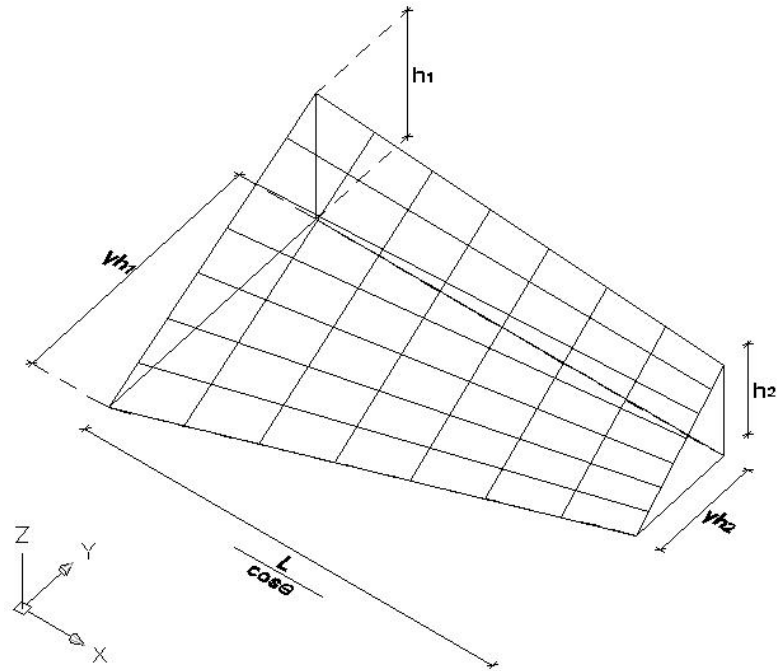


Figura 3.7 - Representação da impulsão nas paredes do canal coletor.

O volume total do prisma corresponde à resultante da impulsão na parede do canal e é obtido da expressão (3.6), cuja demonstração é apresentada no Anexo B.

$$\pi_{p\eta} = V_t = \int_0^{\frac{L}{\cos\theta}} \frac{1}{2} \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + h_1 \right) \left(\gamma \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + \gamma h_1 \right) dx = \frac{1}{2} \gamma \frac{L}{\cos\theta} \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + h_1 (h_2 - h_1) + h_1^2 \right] \quad (3.6)$$

em que:

γ – peso volúmico do líquido;

h_1 e h_2 – altura de escoamento na secção de montante e de jusante, respectivamente;

$\frac{L}{\cos\theta}$ – comprimento da parede do canal coletor.

Por simplificação, ignoraram-se as forças tangenciais nas paredes do coletor, $\pi_{p\tau}^x$, pelo que, se consideraram apenas as forças de contacto normais às paredes, $\pi_{p\eta}$, cuja componente na direcção x é dada pela expressão (3.7).

$$\pi_{p\eta}^x = \pi_{p\eta} \sin\theta = \frac{1}{2} L \gamma \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + h_1 (h_2 - h_1) + h_1^2 \right] \tan\theta \quad (3.7)$$

Na secção 1 do canal, Figura 2.10, o caudal é nulo, pelo que de (3.5) resulta a expressão (3.8) que permite determinar a altura de escoamento na secção 1 do canal convergente.

$$\rho Q_2 V_2 = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 b_1 - \frac{1}{2} \gamma h_2^2 b_2 - 2 \left(\frac{1}{2} L \gamma \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + h_1 (h_2 - h_1) + h_1^2 \right] \tan \theta \right) \quad (3.8)$$

em que,

ρ – massa volúmica do líquido;

Q_2 – caudal na secção 2;

g – aceleração da gravidade;

b – largura da secção;

h_2 – altura do escoamento que se admitiu crítica, dada pela expressão (3.9) para uma secção rectangular.

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (3.9)$$

A expressão (3.8) permite determinar a altura de escoamento num canal colector, convergente sujeito a uma descarga lateral. A consideração da influência da inclinação do fundo do canal na altura de escoamento implica a determinação das forças exteriores presentes. Na Figura 3.8. apresenta-se os perfil do canal convergente e as forças de contacto envolvidas.

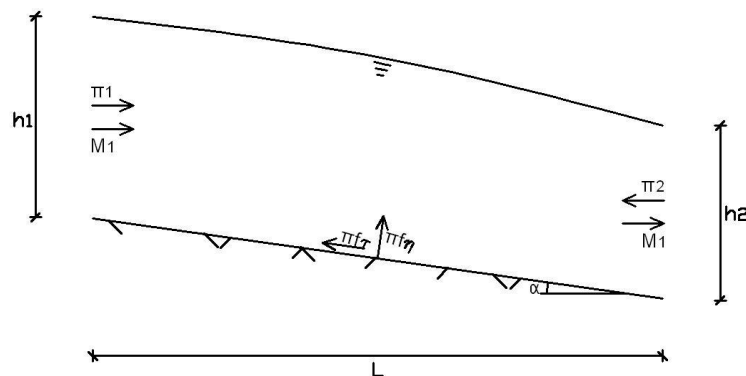


Figura 3.8 - Perfil do descarregador lateral com estreitamento. Impulsos elementares das forças exteriores.

Considerando a influência da inclinação do fundo e, por simplificação, desprezando-se as forças tangenciais envolvidas, obtém-se da equação de Euler a expressão (3.10).

$$M_2 - M_1 = \pi_1 - \pi_2 - 2\pi_{p\eta}^x + \pi_{f\eta}^x \quad (3.10)$$

em que:

$\pi_{f\eta}^x$ – componentes em x, da força de reacção ao peso do líquido, no fundo do canal, apresentadas na Figura 3.9.

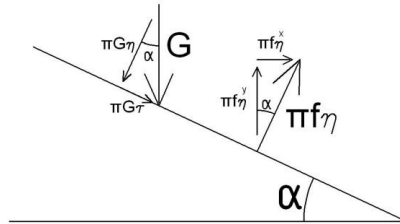


Figura 3.9 - Decomposição das forças presentes no fundo do canal.

Da Figura 3.9 observa-se:

$$\pi_{f\eta}^x = \pi_{f\eta} \sin \alpha = (G \cos \alpha) \sin \alpha \quad (3.11)$$

em que:

G - peso do volume líquido no canal colector.

Da expressão (3.11), observa-se que a determinação das componentes das forças de reacção implica o conhecimento do peso do volume de líquido presente no canal num dado instante. Na Figura 3.10 representa-se o volume de líquido no canal onde: $b_2 < b_1$ e $h_2 < h_1$.

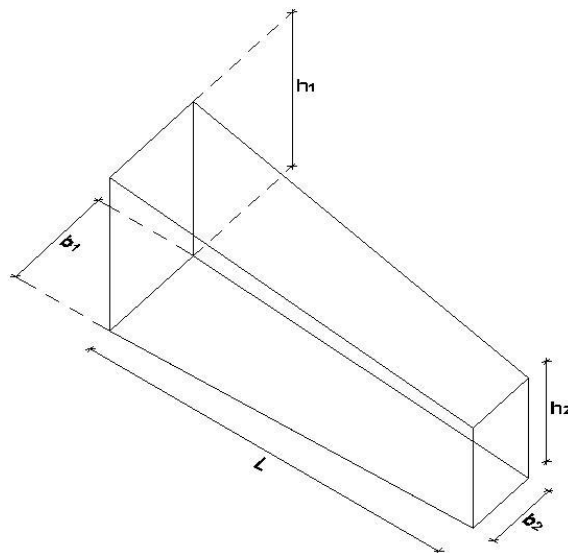


Figura 3.10 - Volume de água no canal colector.

No Anexo B, demonstra-se que o volume de água contido no canal, Figura 3.10, é dado pela expressão (3.12).

$$V_t = \int_0^L \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 \right) \left(\frac{(b_2 - b_1)}{L} x + b_1 \right) dx = L \left[\frac{1}{3} (b_2 - b_1) (h_2 - h_1) + \frac{h_1}{2} (b_2 - b_1) + \frac{b_1}{2} (h_2 - h_1) + b_1 h_1 \right] \quad (3.12)$$

Dada esta relação, obtém-se que o peso total do volume líquido, G, é dado pela expressão (3.13).

$$G = \gamma V_t = \gamma L \left[\frac{1}{3} (b_2 - b_1) (h_2 - h_1) + \frac{h_1}{2} (b_2 - b_1) + \frac{b_1}{2} (h_2 - h_1) + b_1 h_1 \right] \quad (3.13)$$

Por fim, sendo o caudal nulo na secção 1, a expressão (3.10) assume a forma da expressão (3.14), que permite calcular a altura de água na secção 1 do canal, tendo em consideração a inclinação e o estreitamento do mesmo.

$$\rho Q_2 V_2 = \frac{1}{2} \gamma h_1^2 b_1 - \frac{1}{2} \gamma h_2^2 b_2 - 2 \left(\frac{1}{2} L \gamma \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + h_1 (h_2 - h_1) + h_1^2 \right] \tan \theta \right) + \left(L \gamma \left[\frac{1}{3} (b_2 - b_1) (h_2 - h_1) + \frac{h_1}{2} (b_2 - b_1) + \frac{b_1}{2} (h_2 - h_1) + b_1 h_1 \right] \cos \alpha \right) \sin \alpha \quad (3.14)$$

Por conveniência relativamente às condições topográficas, fixou-se a inclinação do canal colector lateral em (1V:30H). Em seguida, fixou-se a largura da secção 2 em 10m, que corresponde largura do canal de encosta adoptada. Por fim, verificaram-se as alturas de escoamento variando a largura da secção 1 do canal colector, como indicado na Figura 3.5.

No Quadro 3.4 apresentam-se as alturas de escoamento obtidas pela aplicação da expressão (3.14).

Quadro 3.4 - Alturas de escoamento no canal colector do descarregador lateral.

Largura do canal colector (m)		Altura de escoamento (m)	
Secção 1	Secção 2	Secção 1	Secção 2
10,00	10,00	4,44	2,80
11,00	10,00	4,36	2,80
12,00	10,00	4,28	2,80

A análise do Quadro 3.4 permite concluir que o aumento da largura da secção 1 do canal colector não se apresenta uma medida eficaz na redução da altura de escoamento no canal.

As alturas de escoamento verificadas na secção 1 do canal permitem concluir que seria necessário implantar a soleira do canal, nesta secção, a uma cota nunca inferior a 133,00m, o que, dada a

inclinação e o comprimento do canal implicaria a execução de escavações de ordem superior às necessárias para o caso a) da Figura 3.4.

Conclui-se que a preferência pela adopção de um descarregador lateral dependeria de outras condições topográficas. Optou-se, então, por utilizar a solução convencional de canal colector com eixo perpendicular à soleira do descarregador, traduzida pelo caso a) da Figura 3.4.

3.4.3. Convergência do canal

Na solução adoptada, apresentada no caso a) da Figura 3.4, a largura do canal colector diminui na direcção de jusante, aproveitando-se a influência do aumento da velocidade na diminuição da altura de escoamento. A transição da largura do canal colector deverá ser tão curta quanto possível, por forma a reduzir as escavações, e tão longa quanto o necessário para que não ocorra ressalto hidráulico no convergente nem separação do escoamento a jusante.

A separação do escoamento a jusante do convergente deve ser evitada, pois resulta numa diminuição da largura da secção líquida e, conseqüentemente, no aumento da altura de escoamento. O Bureau of Reclamation, BUREC (1987), propõe que os alargamentos e contracções dos canais devem respeitar a condição traduzida pela expressão (3.15).

$$\tan \alpha \leq \frac{1}{3F_r} \quad (3.15)$$

na qual:

α - ângulo formado pela parede do canal convergente e a parede do canal a jusante;

F_r - número de Froude na secção a jusante do convergente, igual à unidade porque se admite que o escoamento se dá com energia crítica.

Adoptou-se um canal convergente com comprimento de 16m na projecção horizontal e com uma transição de largura de 16m para 10m na direcção de montante para jusante. Com estas características obteve-se um ângulo, α , de 0,17rad, menor do que o ângulo limite de 0,33rad, pelo que, se considera garantida a verificação expressa pela equação (3.15).

Segundo Pinheiro (2005), a energia específica deve ser, no desenvolvimento do convergente, sempre superior à crítica por forma a evitar a ocorrência de ressalto hidráulico. Desta condição, assumindo que a energia de escoamento no extremo de jusante do canal é crítica, resulta:

$$H_{cm} + iL - \Delta H \geq H_{cj} \quad (3.16)$$

em que:

i - inclinação do trecho convergente;

L - comprimento do trecho;

ΔH - perda de carga total no troço ;

H_{cm} e H_{cj} - energia específica crítica da secção de montante e jusante, respectivamente, dada pela expressão (3.17).

$$H_c = 1,53 \sqrt{\frac{Q^2}{gb^2}} \quad (3.17)$$

No Quadro 3.5 apresentam-se os parâmetros de cálculo para a verificação da condição expressa pela equação (3.16). Admitiu-se que a perda de carga total é de cerca de 5% da energia à entrada do troço convergente. O declive foi fixado tendo em conta as condições topográficas por forma a minimizar as escavações.

Quadro 3.5 - Parâmetros de cálculo do convergente.

H_{cm} (m)	L (m)	i	ΔH (m)	H_{cj} (m)	$H_{cm} + iL - \Delta H$
3,1	16	0,39	0,15	4,2	9,2

3.5. Canal de encosta

3.5.1. Perfil longitudinal

O traçado do perfil longitudinal do canal de encosta foi feito iterativamente, tendo sido estabelecido um compromisso entre a minimização do volume de escavações e as características hidráulicas que se consideram convenientes ao seu funcionamento. Na prática, optou-se por uma solução constituída por três troços rectilíneos, unidos por uma curva côncava e uma convexa.

Segundo Pinheiro (2005), deve ser assegurada uma transição gradual entre dois declives. No caso de uma curva côncava, é proposto um raio de curvatura mínimo definido por:

$$R_{min} = 10h_1 \quad (3.18)$$

em que:

h_1 - altura de escoamento na intersecção de dois troços rectilíneos (m);

No Quadro 3.6, apresentam-se os parâmetros de cálculo da primeira curva côncava, que une o troço do convergente ao canal de encosta. As características de escoamento foram obtidas por aplicação do programa HEC-RAS.

Quadro 3.6 - Parâmetros da curva côncava.

Tipo	h₁ (m)	R_{min} (m)	Raio adoptado (m)
Côncava	4,19	41,9	42,00

Nas curvas convexas é necessário garantir que não ocorrem fenómenos de pressões negativas na superfície de contacto do escoamento com o canal, pelo que, se propõem curvaturas menos acentuadas do que a trajectória descrita por um jacto livre na atmosfera, definida pela equação (3.19).

$$y_1 = x_1 \tan \theta_1 + \frac{x_1^2}{k \left[4 \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) \cos^2 \theta_1 \right]} \quad (3.19)$$

em que:

θ_1 e θ_2 - ângulo do declive do primeiro e segundo troço respectivamente (rad);

V_1 - velocidade de escoamento na intersecção dos dois troços rectilíneos (m/s);

k - factor adimensional, adoptou-se conservativamente, $k=1,5$.

A curva obtida pela expressão (3.19) deve ser tangente, nos extremos, aos troços rectilíneos que une, como indicado na Figura 3.11.

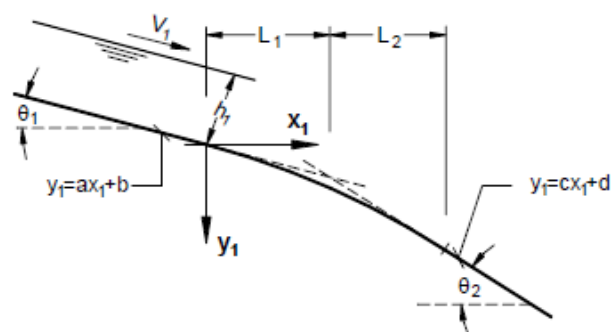


Figura 3.11 - Curva convexa genérica (Pinheiro 2005).

No Quadro 3.7, apresentam-se os parâmetros envolvidos na determinação da expressão (3.20) definidora da curva convexa. Os parâmetros de escoamento foram obtidos com recurso ao programa HEC-RAS.

Quadro 3.7 - Parâmetros da curva convexa.

Tipo	Θ_1 (rad)	Θ_2 (rad)	V_1 (m/s)	h_1 (m)
Convexa	0,30	0,64	15,75	1,71

Da aplicação da expressão (3.19) e dos parâmetros definidos no Quadro 3.7, obteve-se a equação (3.20), que descreve a curva parabólica convexa que une o segundo e terceiro trecho rectilíneo.

$$y = 0,0121x^2 + 0,3065x \quad (3.20)$$

Refira-se ainda que, foram adoptadas as alturas e velocidades de escoamento h_1 e V_1 , correspondentes à secção de intersecção dos dois troços rectilíneos por forma a evitar a adopção de um cálculo iterativo,

3.5.2. Curva de regolfo

As características hidráulicas do escoamento ao longo do canal foram determinadas com recurso à utilização do programa HEC-RAS e posteriormente utilizadas no dimensionamento da altura das paredes do canal e na escolha do órgão de dissipação de energia. Tratando-se de um escoamento em regime rápido, considerou-se, como condição de fronteira, a altura escoamento como sendo crítica na secção imediatamente a jusante do estreitamento.

A diferença entre a altura do escoamento de projecto e o topo da parede é dada pela folga. A folga tem em conta: a ocorrência de ondas transversais, empolamento devido ao emulsionamento do ar na água e a possibilidade de ocorrerem alterações de rugosidade relativamente à adoptada em projecto.

BUREC (1987) propõe para a determinação da folga, a utilização da expressão (3.21), em que as características do escoamento foram determinadas com recurso ao programa HEC-RAS.

$$f = 0,60 + 0,0372V\sqrt[3]{h} \quad (3.21)$$

em que:

V - velocidade média do escoamento (m/s);

h - altura de escoamento (m).

Dada a variabilidade de altura de escoamento ao longo do canal, optou-se pela adopção de uma parede com altura decrescente na direcção do escoamento. No Desenho 1 apresenta-se o perfil do canal de encosta e das paredes. No Anexo D apresentam-se os dados relativos às alturas de

escoamento no canal, a altura de parede mínima, calculada pela expressão (3.21), e a altura de parede adoptada.

3.5.3. Divergência do canal

No final do canal de encosta, a montante da bacia de dissipação, foi dimensionado um troço divergente com o objectivo de alterar as características do escoamento, em particular reduzir a velocidade.

Adoptou-se um canal divergente com comprimento de 12m na projecção horizontal, com uma transição de largura de 10 para 12m na direcção do escoamento. Com estas características obteve-se um ângulo, α , de 0,07rad, menor do que o ângulo limite de 0,073rad, pelo que, se considera garantida a verificação expressa pela equação (3.15).

3.6. Bacia de dissipação por ressalto hidráulico

3.6.1. Metodologia

O excesso de energia cinética que o escoamento apresenta no final do canal de encosta é suficiente para provocar erosões nos leitos a jusante. Como tal, foi prevista uma estrutura com capacidade de dissipação através da elevada intensidade de turbulência que provoca.

Para este efeito, foi estudada a aplicação de uma bacia de dissipação por ressalto hidráulico e a jusante da mesma a colocação de blocos de protecção do leito. Este tipo de bacia destina-se ao controlo do ressalto provocado pela passagem do regime rápido, no canal, para o regime lento do curso de água.

O dimensionamento da bacia de dissipação de energia por ressalto implica a determinação da cota da soleira, das características geométricas da bacia e a determinação da localização da secção de montante da bacia de dissipação.

3.6.2. Cota da soleira

A cota da soleira é determinada em função das características de escoamento no final do canal de encosta e as do curso de água na secção de restituição. O princípio subjacente ao seu dimensionamento consiste na determinação da cota da soleira tal que, a altura conjugada do

ressalto coincida com a altura de submersão, dada pela diferença entre o nível de jusante na restituição e o da soleira da bacia de dissipação.

As condições de escoamento na secção de restituição foram determinadas de forma aproximada admitindo-se que o escoamento se dá no curso de água com altura uniforme. Para o cálculo, utilizou-se a topografia local na obtenção das secções do curso de água e inclinação média do mesmo.

Da utilização do programa HEC-RAS, com recurso à fórmula de Manning Strickler, expressão (3.22) , obtiveram-se os parâmetros hidráulicos indicados no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 - Parâmetros do escoamento no curso de água para $Q_{dim}=147\text{m}^3/\text{s}$.

<u>Cota de superfície livre (m)</u>	<u>Velocidade (m/s)</u>	<u>Froude</u>
115,10	1,45	0,51

A fórmula de Manning Strickler é dada por:

$$Q = K_s AR^{2/3} i^{1/2} \quad (3.22)$$

em que:

Q - caudal (m^3/s);

K_s - coeficiente de Strickler ($\text{m}^{1/3}/\text{s}$), $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ para o leito do rio, $50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ para betão não alisado aplicado no canal de encosta;

A - área (m^2);

i - declive;

R_h - raio hidráulico (m).

Conhecida a curva de regolfo no canal, indicada no Anexo D, determina-se a secção cujas condições hidráulicas resultem numa altura conjugada de ressalto coincidente com o nível de restituição imediatamente a jusante da bacia de ressalto. A adopção de acessórios na bacia permite reduzir a altura de submersão pelo que, segundo Peterka (1978), em Pinheiro (2009), é aconselhável, para uma bacia do tipo III, adoptar uma altura sobre a soleira de $h'_2=0,9h_2$, dada pela expressão (3.23).

$$h'_2 = 0,9 \left[\frac{h_1}{2} (\sqrt{1+8F_r^2} - 1) \right] \quad (3.23)$$

No Quadro 3.9 indicam-se os valores dos parâmetros hidráulicos na secção de entrada da bacia, na situação em que a altura conjugada, corrigida, h'_2 , coincide com o nível de restituição determinado por $N_j = 115,10\text{m}$.

Quadro 3.9 - Parâmetros hidráulicos na secção de entrada da bacia de dissipação.

Cota da soleira (m)	Velocidade (m/s)	Froude	q (m ² /s)	h ₁ (m)
109,50	17,96	7,11	12,25	0,65

Da aplicação da expressão (3.23) e dos resultados apresentados no Quadro 3.9 determinou-se a altura conjugada, $h_2 = 6,22\text{m}$ e a altura conjugada corrigida, $h_2' = 5,60\text{m}$.

3.6.3. Tipo de Bacia

Considerou-se conveniente utilizar as bacias propostas em BUREC (1987), cuja adequabilidade é determinada em função das condições de escoamento na secção de entrada da bacia, como indicado na Figura 3.12. No Quadro 3.9 foram apresentadas as características de escoamento, tendo sido escolhida uma bacia do tipo III.

Tipo	Fr ₁ (-)	V ₁ (m/s)	q (m ² /s)
II	>4,5	<33	-
III	>4,5	<18	<18
IV	2,5 < Fr ₁ < 4,5	<15	-

Figura 3.12 - Bacias de dissipação de energia por ressalto propostas em BUREC (Pinheiro 2009).

Na Figura 3.13 apresenta-se um esquema de uma bacia de dissipação do tipo III, proposta em BUREC (1987).

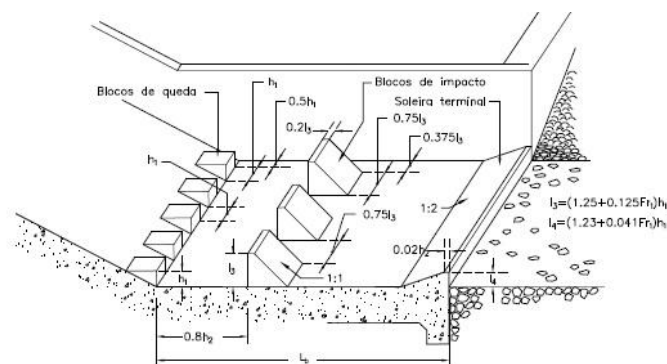


Figura 3.13 - Bacia do tipo III (Pinheiro 2009).

O comprimento da bacia de dissipação por ressalto foi determinado em função do número de Froude, segundo a relação estabelecida laboratorialmente em BUREC (1987), ilustrada na Figura 3.14.

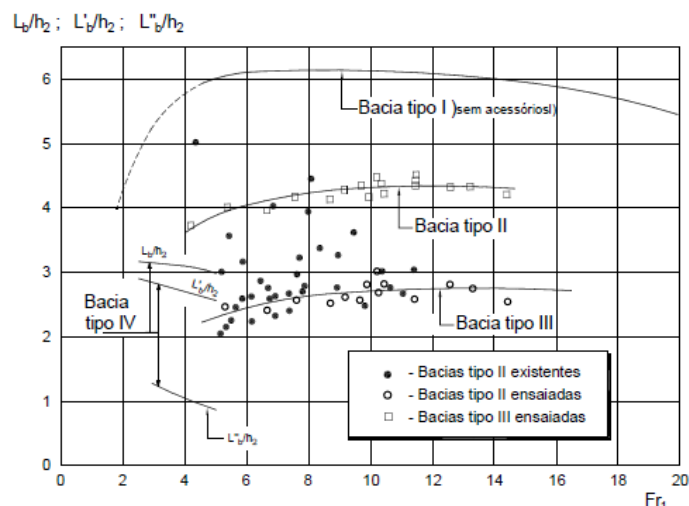


Figura 3.14 - Relação entre o comprimento da bacia e o número de Froude (BUREC 1987).

No Quadro 3.10 apresentam-se os resultados obtidos da aplicação do ábaco da Figura 3.14.

Quadro 3.10 - Comprimento da bacia do tipo III.

Tipo de bacia	L_b/h_2	L_b (m)
III	2,5	15,55

3.6.4. Altura das paredes laterais

Segundo BUREC (1987), a folga entre o nível de jusante e a altura das paredes da bacia de dissipação pode ser determinada por:

$$f = 0,1(V_1 + h_2) \quad (3.24)$$

onde,

V_1 - velocidade de escoamento à entrada da bacia (m/s);

h_2 - altura de escoamento conjugada (m).

As condições de escoamento à entrada da bacia foram apresentadas no Quadro 3.9. Da aplicação da expressão (3.24), obteve-se uma folga de 2,42m, resultando uma altura de parede de 8,0m.

3.6.5. Protecção do leito

Devido à energia residual do escoamento a jusante da bacia de dissipação, considerou-se adequado prever a colocação de muros-guia ligando as paredes da bacia ao terreno envolvente.

Considerou-se ainda necessário prever uma plataforma escavada, à cota 112,50m, constituída, na sua base, por enrocamento dimensionado para resistir à acção erosiva do escoamento, que decorre do funcionamento normal da bacia.

Samora e Quintela (1995), em Pinheiro (2009), propõem a adopção de enrocamento com o diâmetro médio, D_{50} , dado pela expressão de Izbach:

$$D_{50} = \frac{0,68V^2}{g \frac{\gamma_e}{\gamma_a}} \quad (3.25)$$

onde:

γ_a - peso volúmico da água (kN/m^3);

γ_e' - peso volúmico submerso do enrocamento, dado pelo valor 12kN/m^3 ;

V - velocidade média do escoamento na secção de jusante da bacia de dissipação, com o valor de $1,97\text{m/s}$.

No que respeita à granulometria, o material deverá ainda apresentar as seguintes relações de diâmetros:

$$\left(\frac{D_{100}}{D_{50}} \right)^3 \approx 4 \quad (3.26)$$

$$\left(\frac{D_0}{D_{50}} \right)^3 \approx 0,25 \quad (3.27)$$

No Quadro 3.11, apresentam-se as dimensões granulométricas previstas para o enrocamento.

Quadro 3.11 - Dimensões do enrocamento.

D_0 (m)	D_{50} (m)	D_{100} (m)
0,14	0,22	0,36

A camada de enrocamento deverá apresentar uma espessura de cerca de 1,5 vezes o diâmetro maior, D_{100} . Optou-se por prever a colocação de uma camada com $1,0\text{m}$ de espessura.

4. Aterro da barragem

4.1. Considerações iniciais

Pretende-se elaborar um pré-dimensionamento dos aspectos de projecto relativos à área da geotecnia, com especial incidência sobre os relacionados com a geometria, materiais aplicados, zonamento da barragem e estudo da fundação.

No pré-dimensionamento seguiu-se o disposto no Regulamento de Segurança de Barragens, RSB, e nas Normas de Projecto de Barragens, NPB. Em complemento utilizou-se o Euro Código 7, EC7, em algumas verificações de segurança.

4.2. Classificação

Segundo o RSB, a barragem enquadra-se na categoria de grande barragem por possuir uma altura superior a 15m e uma albufeira com uma capacidade superior a $1 \times 10^6 \text{m}^3$.

O mesmo regulamento, dispõe que as barragens agrupam-se em função dos danos potenciais a elas associados. Recorrendo ao mapa de satélite da Google (<https://maps.google.com/>), não se identificaram infraestruturas importantes a jusante pelo que se considerou como pertencendo à classe III (Restantes barragens), representativa do menor risco. De referir que esta classificação requer, segundo o RSB, uma avaliação com base em modelos hidrodinâmicos da onda de cheia ou, em algumas situações, em modelos baseados em fórmulas empíricas.

No que respeita ao tipo de barragem, optou-se pelo tipo zonada. Segundo BUREC (1987), este tipo de barragem apresenta como grandes vantagens a possibilidade de poder ser utilizada uma grande gama de materiais possibilitando o aproveitamento de material da escavação para o uso no aterro e a possibilidade de se adoptarem maiores inclinações dos paramentos, resultando em menores volumes de empréstimo.

4.3. Análise do estudo geológico-geotécnico

Os dados relativos às características dos materiais que compõem as manchas de empréstimo e as fundações foram obtidos do estudo geológico-geotécnico fornecido para a elaboração do presente trabalho.

No Desenho 2, adaptaram-se aos perfis da barragem em estudo os perfis geológicos obtidos dos trabalhos de reconhecimento. Para tal, extrapolaram-se os horizontes geológicos com base nas informações recolhidas por perfis sísmicos e sondagens executadas pelo estudo geológico-geotécnico.

Relativamente aos ensaios de identificação realizados às manchas de empréstimo, foi utilizada a classificação unificada de solos na caracterização aos seguintes materiais:

- No material aplicado no núcleo, extraído da zona de aluviões, localizada no leito de cheia do rio, o estudo concluiu que, na maioria, tratam-se de solos areno-argilosos e argilosos arenosos, existindo apenas um caso em que o material analisado foi classificado como uma areia siltosa. No presente relatório, optou-se por adoptar a designação CL para o conjunto de materiais que foram aplicados ao núcleo.
- No material aplicado aos maciços de estabilização, extraído das vertentes do vale, no complexo Miocénico, o estudo indica a presença de solos areno-argilosos, e areno-siltosos, ocorrendo ainda seixos argilosos e argilas magras, considerando-se em geral um solo do tipo SC.

No que respeita ao estudo hidrogeológico, identificaram-se toalhas freáticas nos aluviões do fundo do vale e no seio das vertentes constituídas por depósitos miocénicos. Não se referenciaram toalhas freáticas no seio dos maciços graníticos, até mesmo no mais alterado. Nos locais onde foram identificadas as toalhas freáticas verificaram-se baixas permeabilidades.

Os ensaios de permeabilidade do tipo Lugeon verificaram, sem excepção, absorções nulas nos maciços rochosos, independentemente do grau de alteração. Como tal, no presente trabalho, optou-se por remover as camadas de aluvião e fundar a barragem directamente a bacia sobre o maciço rochoso.

No estudo das características mecânicas dos materiais, foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidados não drenados, e ensaios edométricos aos materiais que compõem o núcleo e os maciços de estabilização.

Foram feitos ensaios de compactação Proctor Normal aos materiais aplicados à barragem. No Quadro 4.1 apresentam-se os valores aconselhados para a compactação.

Quadro 4.1 - Ensaio de compactação (Estudo Geológico-Geotécnico).

Zona	$\gamma_{d \text{ máx}}$ (kN/m³)	w_{óptimo} (%)
Núcleo	18,1	13,2 a 13,4
Maciços de estabilização	17,8 a 18,1	12,8 a 14,5

Para efeitos de cálculo, o estudo considera que, ao nível da fundação, se podem distinguir dois horizontes em termos de características mecânicas: uma camada superficial com 5m de espessura,

constituída por materiais aluvionares e uma camada subjacente, a partir dos 5m, constituída por formações do substrato miocénico e/ou rocha granítica.

A caracterização dos parâmetros de cálculo obtidos dos ensaios realizados dos materiais presentes na barragem e os que compõem a fundação é apresentada no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Parâmetros de cálculo (Estudo Geológico-Geotécnico).*

Material	γ_t (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	k_h (m/s)	k_v (m/s)
Aluvião até 5m de profundidade	19	25	20	$1,00 \times 10^{-5}$	$1,00 \times 10^{-5}$
Fundação a partir 5m de profundidade	23	40	40	$5,00 \times 10^{-7}$	$5,00 \times 10^{-7}$
Núcleo	19	0	20	$5,00 \times 10^{-8}$	$1,00 \times 10^{-8}$
Maçiços de estabilização	20	0	33	$5,00 \times 10^{-7}$	$1,00 \times 10^{-7}$
Filtro 1	-	-		$1,00 \times 10^{-4}$	$1,00 \times 10^{-4}$
Filtro 2	-	-		$1,00 \times 10^{-2}$	$1,00 \times 10^{-2}$
Enrocamento	22	0	40	2,00	2,00

* γ_t - peso volúmico total; c' - coesão em condições drenadas; ϕ' - ângulo de resistência ao corte em condições drenadas; k_h e k_v - coeficiente de permeabilidade horizontal e vertical, respectivamente.

O estudo geológico geotécnico apresenta estimativas de disponibilidade de material para aterro nas manchas de empréstimo. No Quadro 4.3 indicam-se os volumes necessários para a construção do aterro da barragem, determinados com recurso ao programa AutoCAD Civil 3D, e os volumes disponíveis nas manchas de empréstimo segundo o estudo.

Quadro 4.3 - Volumes necessários para a construção e volumes disponíveis nas manchas de empréstimo.

Zona	Volume (m ³)	Volume disponível (m ³)
Núcleo	198 300	165 000
Maçiços de estabilização	585 560	475 000

Face à indisponibilidade de material na zona de empréstimo, pode concluir-se que existe a necessidade de encontrar novas zonas de empréstimo.

4.4. Geometria

4.4.1. Coroamento

No dimensionamento da largura de coroamento deve ser tido em conta a possibilidade de utilização para a passagem de tráfego, a altura da barragem e os aspectos construtivos.

O RSB impõe como valor mínimo de largura, 3m, para pequenas ou grandes barragens e, 5m, caso o coroamento seja utilizado à circulação de tráfego.

Existem várias expressões propostas para a determinação da largura de coroamento em função da altura da barragem. Optou-se por utilizar a proposta por Preece, em Marcelino (2008), dada por:

$$L_c = 1,1 \times \sqrt{h+1} \quad (3.28)$$

Para uma altura de barragem, h, de 29m medida desde a fundação até ao coroamento, obteve-se, da expressão (3.28), uma largura de coroamento de 6m, considerando-se a hipótese circulação de tráfego pouco intenso.

4.4.2. Paramentos do núcleo

Da análise do estudo geológico geotécnico verificou-se que a fundação, a partir dos 5m (maciço alterado), apresenta baixa permeabilidade, como tal, optou-se por adoptar uma solução de núcleo mínimo com vala corta águas fundada sobre o maciço alterado.

BUREC (1987) sugere, para barragens com núcleo mínimo e munidas com vala corta águas, a adopção, em qualquer elevação, de uma espessura de núcleo pelo menos igual à altura de aterro acima dessa elevação. Desta forma, pretende-se assegurar, no núcleo, um gradiente hidráulico médio inferior à unidade e conseqüentemente reduzirem-se as forças de percolação e a necessidade de dimensionar grandes filtros. Por outro lado, a utilização de menores espessuras de núcleo está associada um aumento do risco de perda funcionalidade pela possibilidade de ocorrência de assentamentos diferenciais.

Face ao exposto, tendo a barragem 29m de altura, o núcleo deve apresentar no mínimo uma espessura na base de igual à altura da barragem. Adoptaram-se nos paramentos do núcleo inclinações (1H:2V), a que corresponde uma espessura máxima de cerca de 35m na secção acima da vala corta águas.

4.4.3. Maciços estabilizadores

A inclinação do maciço de jusante foi definida no ponto 4.3., relativo aos estados limites últimos, tendo em consideração as situações limite que definem a rotura. No Quadro 4.4. apresentam-se as inclinações adoptadas para os maciços estabilizadores, uma vez verificados os critérios de ELU.

Quadro 4.4 - Inclinação dos paramentos dos maciços de estabilização.

Paramento	H:V
Montante	(3:1)
Jusante	(2,5:1)

Da análise do Quadro 4.2 verifica-se que o solo utilizado nos maciços de estabilização apresenta baixa permeabilidade, como tal, como se verá no ponto 6.7., optou-se por utilizar este material para a construção das ensecadeiras e previu-se a sua incorporação no maciço de estabilização.

4.4.4. Folga

A folga, definida pela diferença entre a cota de coroamento e o nível máximo de cheia, destina-se a prevenir o risco de galgamento da barragem. O regulamento de pequenas barragens, RPB, exige uma folga mínima de 1m.

A determinação da folga está relacionada com a dimensão da ondulação que, por sua vez, depende da: geometria da albufeira, inclinação do talude, variação da profundidade e do revestimento do paramento de montante.

A geometria da albufeira é contabilizada por um parâmetro denominado fetch, traduzido por o raio de acção do vento sobre a superfície líquida. Considera-se máximo quando corresponde ao maior segmento de recta unindo a barragem à margem da albufeira. Da planta obteve-se um fetch máximo de 2,4km.

A determinação da altura de onda, depende da determinação do fetch efectivo. Saville et al. (1962), em Marcelino (2008), propõem que se defina este parâmetro como a média de nove comprimentos correspondentes ao fetch máximo e a mais 4 projecções de segmentos, afastados entre si de 3° para cada lado, sobre o segmento máximo, expressão (3.29).

$$f = \frac{\sum_{i=1}^{i=15} X_i \cos \alpha_i}{\sum_i \cos \alpha_i} \quad (3.29)$$

em que:

f - Fetch efectivo;

X_i - projecção do segmento radial i na radial central;

α_i - ângulo medido entre o segmento radial central e segmento radial i .

Por forma a determinar a altura significativa de onda, definida como a altura atingida quando a onda incide sobre a superfície do paramento, é necessário conhecer a velocidade do vento. Optou-se por seguir as recomendações da International Commission on Large Dams, ICOLD (1993), em Marcelino (2008), fixando-se a velocidade para um vento excepcional (160 km/h com $T \approx 1000$ anos).

Das expressões para o cálculo da altura significativa de onda, optou-se por utilizar a proposta por Linley e Frazini, em Marcelino (2008), por ser a mais conservativa, dada por:

$$H_s = \frac{V^{1,06} f^{0,47}}{200} \quad (3.30)$$

em que:

f - fetch (km);

V - velocidade do vento (160 km/h).

Da aplicação da expressão (3.30) obteve-se uma altura de onda da ordem de 1,0m de altura. Depois de obtida a altura de onda é necessário conhecer o espraioamento da onda, R , sobre o paramento da barragem. Marcelino (2008) apresenta um ábaco de cálculo da altura relativa de espraioamento em função do tipo de superfície, da inclinação do talude e das características da onda, traduzidas pela relação entre a altura e o comprimento de onda.

O comprimento de onda é dado por:

$$L_H = 1,56T_H^2 \quad (3.31)$$

e o período de onda resulta da expressão:

$$T_H = 0,3519V^{0,44} f^{0,279} \quad (3.32)$$

No Quadro 4.5 apresentam-se os parâmetros calculados pela aplicação das expressões (3.29) a (3.32), em que o espraioamento, R , foi calculado considerando-se a superfície do paramento rugosa.

Quadro 4.5 - Parâmetros de cálculo das ondas que actuam sobre o paramento de montante.

f (km)	H_s (m)	T_H (s)	L_H (m)	R (m)
0,97	1,07	3,25	16,53	0,64

Fell et al. (1992), em Marcelino (2008), recomendam, para o fetch calculado, uma folga de 1,2m, considerando como mínimo o valor de 1m. Por segurança optou-se por utilizar uma folga de 1,5m a que corresponde um coroamento à cota 140,50m.

Considera-se boa prática prever o acréscimo de altura de barragem para fazer face aos assentamento de longo prazo. Segundo Marcelino (2008), os assentamentos a longo prazo rondam os 2% da altura do aterro, o que corresponde a uma altura de aproximadamente 0,6m. Como tal, adoptou-se uma cota de coroamento de 141,00m na zona de maior altura da barragem e de 140,50m nos encontros da barragem com as vertentes do vale.

4.5. Drenagem

4.5.1. Filtro do núcleo

A drenagem controlada da água percolada através da barragem é assegurada através de um dreno e de um filtro colocado a jusante do núcleo, que se denominou por filtro 1.

O dimensionamento dos materiais utilizados no filtro é feito em função do material a proteger, Sherard e Dunningam (1989), em Marcelino (2008), propõem diferentes critérios consoante o solo a proteger. No caso do solo a proteger ser o núcleo, classificado areno-argiloso, CL, com 40 a 85% do material passado no peneiro n.º4 passado no peneiro n.º 200, propõem-se as condições indicadas no Quadro 4.6.

Quadro 4.6 - Condições associadas à granulometria do filtro 1.*

Condição	Objectivo
$D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$ $D_{\text{máx}} < 50 \text{ mm}$ (#2") $D_{40} > 4,76 \text{ mm}$ (#4)	Assegurar a capacidade de retenção, pelo filtro, do solo a proteger
$D_5 < 0,074 \text{ mm}$ (#200)	Assegurar que as areias dos filtros não contenham partículas finas que comprometam a drenagem

* D_n - dimensão do filtro para a qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

A espessura do filtro 1 é dimensionada em função do caudal que deve drenar. Para tal, utilizou-se o programa de cálculo automático SEEP/W (Geoslope) na modelação da barragem. Fixou-se o nível do nível da albufeira em pleno armazenamento.

A determinação da vazão do filtro foi calculada pela seguinte expressão:

$$q = kai = \frac{ka\Delta h}{l} \quad (3.33)$$

sendo:

q - caudal por unidade de comprimento da barragem, admite-se escoamento plano;

k - permeabilidade do filtro;

a - secção do filtro;

$i = \Delta h / l$ - gradiente hidráulico.

Segundo o artigo n.º 47 do NPB, o caudal usado para o cálculo da secção do filtro deverá ser majorado por um factor mínimo de 100. Este factor tem em consideração o fenómeno de formação de canais preferenciais de escoamento, que aumentam o caudal percolado e a perda de secção

provocada pela colmatação do filtro por acção do arraste de finos ao longo do período de vida da obra.

Dada a elevada percentagem de materiais adoptados nos maciços de estabilização e a consequente dificuldade em os caracterizar, optou-se por dimensionar o filtro 1 com base no estudo de dois modelos em que se variou a permeabilidade dos maciços. No primeiro modelo estudado, caso a), os maciços estabilizadores são constituídos pelo material indicado para os mesmos no Quadro 4.2. No segundo, caso b), admitiu-se uma permeabilidade nos maciços igual à do filtro 1.

Com recurso ao programa SEEP/W (GeoSplope), obtiveram-se as redes de percolação e os caudais associados aos dois modelos. Na Figura 4.1 apresenta-se um esquema da percolação através da barragem, obtido do programa SEEP/W.

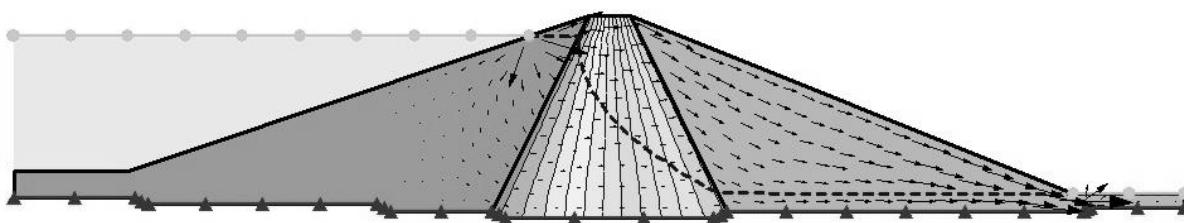


Figura 4.1 - Esquema de percolação através da barragem (SEEP/W).

No Quadro 4.7 apresentam-se os valores obtidos para a espessura do filtro majorada, para cada um dos casos.

Quadro 4.7 - Espessura do filtro 1.*

Caso	Caudal (m ³ /s)	k _h (m/s)	k _v (m/s)	Espessura filtro 1 (m)
a	6,78x10 ⁻⁷	5,00 x10 ⁻⁷	1,00 x10 ⁻⁷	0,34
b	2,04 x10 ⁻⁶	1,00 x10 ⁻⁴	1,00 x10 ⁻⁴	1,02

* k_h e k_v - coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical aplicados aos maciços em cada modelo.

Adoptou-se uma espessura para o filtro 1 de 1,0m para ter em consideração os aspectos construtivos na colocação e as limitações do modelo associadas à versão de estudante do SEEP/W. Com efeito, a versão de estudante encontra-se limitada quanto ao refinamento da malha, traduzida pelo número de elementos de grelha utilizados no cálculo, e quanto ao número de materiais disponíveis para utilizar no modelo.

4.5.2. Filtro dos maciços de estabilização

Subjacente à camada de enrocamento de protecção dos maciços de estabilização, foram colocados filtros a fim de assegurar a protecção dos maciços contra o arraste de partículas por acção da

percolação. A colocação de um filtro no paramento de montante permite evitar o fenómeno de arraste de partículas durante a ocorrência de um esvaziamento rápido da albufeira. Utilizou-se a denominação filtro 2 para identificar os filtros de protecção dos paramentos dos maciços de estabilização.

Para os maciços de estabilização, Sherard e Dunningam (1989), em Marcelino (2008), propõem para um solo classificado como SC, com 15% a 40% de material passado no peneiro n.º200 as condições apresentadas no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 - Condições associadas à granulometria do filtro 1.*

Condição	Objectivo
Intermédio entre $D_{15} \leq 0,7 \text{ mm}$ e $\leq 4d_{85} (\approx 6 \text{ mm})$	Assegurar a capacidade de retenção, pelo filtro, do solo a proteger
$D_{\text{máx}} < 50 \text{ mm}$ (#2") $D_{40} > 4,76 \text{ mm}$ (#4)	
$D_5 < 0,074 \text{ mm}$ (#200)	Assegurar que as areias dos filtros não contenham partículas finas que comprometam a drenagem

* D_n - dimensão do filtro para a qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão; d_n - dimensão do solo a proteger para a qual n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

Optou-se por utilizar um fuso granulométrico do filtro 2 semelhante ao do filtro 1, por se considerar que não existe diferença granulométrica suficiente entre o núcleo e os maciços de estabilização que justifique outra medida.

Na Figura 4.2, são indicados os fusos obtidos do estudo geológico - geotécnico para o núcleo e para os maciços de estabilização. Da aplicação das condições anteriores indicou-se na figura o fuso granulométrico admissível para o filtro 1 e do filtro 2.

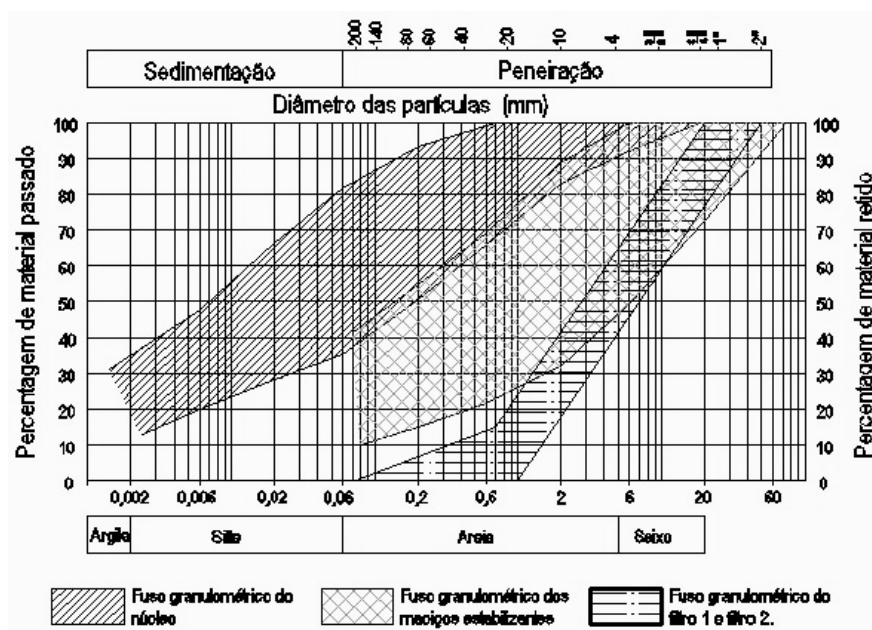


Figura 4.2 - Fusos granulométricos.

Sherard et al. (1963), em Marcelino (2008), propõem a adopção de espessuras mínima de filtro em função do tamanho de onda. Para uma onda até 1,20m é proposta a adopção de uma camada de filtro com 0,15m. Adoptou-se uma camada com 0,50m nos paramentos de montante e jusante. Por forma a garantir a separação entre materiais, foi colocada uma manta de geotêxtil entre o filtro e o material do paramento.

4.5.3. Tapete drenante

O tapete drenante é o ultimo elemento de controlo de drenagem e tem como função escoar o caudal proveniente do filtro 1. O seu dimensionamento é semelhante ao utilizado nos filtros, sendo a sua espessura dada pela expressão (3.33). No Quadro 4.9 apresentam-se as espessuras do dreno para os casos a) e b), em que k_h e k_v são os coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical aplicados aos maciços em cada caso.

Quadro 4.9 - Espessura do dreno.

Caso	Caudal (m ³ /s)	k_h (m/s)	k_v (m/s)	Espessura dreno (m)
a	$6,78 \times 10^{-7}$	$5,00 \times 10^{-7}$	$1,00 \times 10^{-7}$	0,60
b	$2,04 \times 10^{-6}$	$1,00 \times 10^{-4}$	$1,00 \times 10^{-4}$	1,79

Optou-se por colocar um dreno com uma espessura conservativa de 1,5m. A utilização desta espessura é justificada pela possibilidade de a permeabilidade ser maior do que a prevista no caso a).

4.6. Enrocamento de protecção

O enrocamento de protecção do paramento de montante deve ser dimensionado para fazer face à acção erosiva das ondas, tendo no entanto em consideração que deverá ainda impedir o material das camadas subjacentes de ser arrastado através dos vazios, em especial no paramento de montante durante a ocorrência de um esvaziamento rápido.

Segundo o U.S. Army Corps of Engineers, em Marcelino (2008), o peso característico pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$W_{50} = \frac{\gamma_e H^a}{K_d (G_e - 1)^3 (\cot \alpha)^b} \quad (3.34)$$

onde:

W_{50} - peso característico;

γ_e - peso volúmico do enrocamento, com o valor 22kN/m³;

H - altura de projecto da onda que se situa nos 10% superiores da distribuição de alturas, aproximadamente 1,27 vezes a altura significativa a que corresponde o valor 0,65m;

G_e - densidade relativa do enrocamento, com o valor 2,24;

α - ângulo do paramento com a horizontal;

a, b, e, K_d - parâmetros determinados experimentalmente. Adoptou-se $a=3$; $b=0,67$ e $K_d=3,62$, segundo ICOLD.

Quanto à distribuição granulométrica do material de enrocamento, consideram-se as seguintes relações:

$$W_{100} = 4W_{50} \quad (3.35)$$

$$W_0 = \frac{1}{4} W_{50} \quad (3.36)$$

Uma vez determinadas as relações, a dimensão dos blocos pode ser definida por:

$$\left(\frac{3}{4}\right) D^3 = \frac{W}{\gamma_t} \quad (3.37)$$

No Quadro 4.10 indicam-se os valores obtidos da aplicação das expressões (3.34) a (3.37).

Quadro 4.10 - Granulometria dos blocos de enrocamento*

W_{50} (kN)	W_{100} (kN)	W_0 (kN)	D_{50} (m)	D_{100} (m)	D_0 (m)
0,42	1,67	0,10	0,29	0,47	0,19

* W_n - peso do bloco que corresponde à malha onde fica retido n% em peso do material; D_n - dimensão do bloco em que n% das partículas são inferiores a essa dimensão.

A espessura da camada de enrocamento deve respeitar as seguintes condições:

$$e > 1,5 \times D_{50} = 0,44m \quad (3.38)$$

$$e > d_{m\acute{a}x} = 0,47m \quad (3.39)$$

Adoptou-se uma espessura de 1,0m para a camada de enrocamento dos paramentos de jusante e montante dos maciços de estabilização.

Refira-se, no entanto, que a protecção do paramento de jusante é menos exigente que a protecção do de montante, uma vez que não está sujeito à acção erosiva das ondas. Contudo, optou-se por aplicar uma camada de enrocamento semelhante à do paramento de montante e uma camada de transição igual, com 0,50m de espessura. Esta solução, embora sobredimensionada, destina-se a compensar a ausência de banquetas, o que permitiu reduzir o material de aterro necessário à construção dos maciços.

4.7. Estados limites últimos

4.7.1. Metodologia

O estudo dos estados limites últimos obedece às regras preconizadas pelo NPB, actualmente em vigor. Em algumas verificações de segurança optou-se também por utilizar o Euro código 7, EC7.

No que respeita ao regulamento de segurança de barragens, algumas verificações são feitas mediante a utilização de diferentes factores de segurança. No Quadro 4.11 apresentam-se os factores de segurança exigidos segundo o artigo n.º 47 do NPB.

Quadro 4.11 - Verificação da segurança segundo o NPB.

Zona	Fase	Fenómeno de rotura	Factor segurança mínimo
Paramento de montante	Fase construtiva	Ocorrência de pressões intersticiais elevadas decorrentes do processo de compactação e do aumento do peso próprio	1,4
	Esvaziamento rápido	Instabilidade gerada por pressões intersticiais elevadas que demoram a dissipar e por inversão localizada do fluxo	1,3
Paramento de jusante	Fase construtiva	Ocorrência de pressões intersticiais elevadas decorrentes do processo de compactação e do aumento do peso próprio	1,4
	Pleno armazenamento	Instabilidade do talude associada ao equilíbrio global	1,5
Não se aplica	Período de vida	Galgamento da barragem associado a uma cheia com período de retorno de 5000 anos.	Não se aplica
Não se aplica	Período de vida	Erosão interna associada à percolação através da barragem	Não se aplica

Das situações expostas no Quadro 4.11, optou-se por apenas verificar a estabilidade do paramento de jusante por se tratar de um trabalho de anteprojecto. Para o efeito, determinou-se o factor de segurança global, segundo as normas Portuguesas.

4.7.2. Estabilidade global dos maciços

A perda de estabilidade global pode resultar de insuficiências relativamente à resistência de corte do talude ou da fundação, acções sísmicas ou resultado da percolação de água através da barragem. A análise de estabilidade foi feita ao paramento de jusante por apresentar, relativamente ao de montante, uma inclinação superior.

A expressão (3.40) foi utilizada como uma primeira aproximação para a verificação da estabilidade dos maciços. Esta expressão permite estimar um valor mínimo para a relação entre a resistência mobilizada no terreno e a acção instabilizadora gerada pelo peso do talude em que se admite a presença de um solo incoerente e a ausência de geração de pressões intersticiais.

$$\frac{\tan \varphi'}{\tan \alpha} \quad (3.40)$$

em que:

φ' - ângulo de resistência ao corte em condições drenadas;

α - ângulo do paramento com a horizontal.

Por forma a considerar a influência da coesão e das pressões intersticiais, utilizou-se o método de equilíbrio limite de Morgenstern-Price com recurso ao programa de cálculo automático SLOPE/W. No Quadro 4.12, apresenta-se a verificação de segurança segundo o NPB com o cálculo do factor de segurança global.

Quadro 4.12 - Verificação segundo o NBP.

Método de Análise	Factor de segurança	Condição: FS≥1,5
Expressão (3.40)	1,62	Verifica
SLOPE/W - Morgenstern-Price	1,62	Verifica

A segurança do paramento de jusante foi verificada e considera-se assegurada por aplicação dos métodos preconizados por cada um dos regulamentos. Do método aplicado, verificou-se que a superfície de rotura calculada não intercepta a fundação, pelo que, se pode concluir que a sua segurança está igualmente verificada.

4.8. Estados limites de utilização

4.8.1. Metodologia

Os estados limites de utilização estão associados à perda de funcionalidade da barragem. Os mais importantes nas barragens de aterro são: os assentamentos e percolação excessivos. Os assentamentos ocorridos durante a construção, provocados pela dissipação das pressões intersticiais, poderão ser corrigidos pela adição, controlada topograficamente, de material de aterro.

4.8.2. Caudais percolados

Os caudais percolados durante a fase de pleno armazenamento poderão, se excessivos, interferir com as funções de barragem, pelo que, é necessário contabilizar as perdas. Como aproximação razoável no cálculo das perdas da barragem, admitiu-se que o caudal percolado por unidade de largura é proporcional à altura de água. No Quadro 4.13 apresentam-se os caudais totais percolados através da barragem para os casos a) e b), na situação em que a albufeira se encontra ao nível do NPA.

Quadro 4.13 - Caudal total percolado através da barragem.

Caso	Caudal na secção de maior altura (m ³ /s.m)	Caudal total (m ³ /dia)
a	6,78x10 ⁻⁷	20,85
b	2,04x10 ⁻⁶	62,65

Os valores dos caudais apresentados no Quadro 4.13 servem de referência para o controlo das perdas, que podem ser comparados com os valores observados no medidor de caudal instalado no sistema de drenagem, de que se fala no ponto 5.3.

4.8.3. Compactação

No RSB são exigidas medidas de controlo sobre o processo de compactação e a elaboração de um registo no livro técnico da obra. Na compactação, dever-se-á ter em consideração o comportamento mecânico e volumétrico do solo, em particular na saturação. A compactação deve ser feita com energia baixa e do lado húmido. Quando compactado pelo lado húmido, o solo pode apresentar menor resistência em comparação com o lado seco. No entanto, quando sujeito a carregamentos que

podem resultar em pressões intersticiais elevadas, o solo exibirá um comportamento plástico, diminuindo a possibilidade de ocorrência de fissuras e variações volumétricas substanciais.

Segundo o RSB, deverá ser construído um aterro experimental a fim de avaliar os parâmetros de compactação através da recolha de amostras para ensaios e obter as características mecânicas e hidráulicas, necessárias para a verificação dos parâmetros adoptados no dimensionamento.

5. Plano de observação

5.1. Considerações iniciais

Segundo o RSB, deverá ser incluído no projecto um plano de observação visando o controlo de segurança estrutural nas fases de construção, primeiro enchimento e primeiro período de exploração e período de exploração subsequente.

O plano de observação deverá incluir disposições relativas à inspecção visual e ainda à instalação e de um sistema de observação e à análise do comportamento e avaliação de segurança.

As indicações relativas ao plano de observação constam das Normas de Observação e Inspeção de Barragens, NOIB.

5.2. Definição do sistema de observação

No NOIB é apresentada a expressão (4.1) para o cálculo do índice global de risco, EFR, cujo resultado em combinação serve de base às recomendações relativas aos factores de risco a apreciar e as frequências mínimas de observação.

$$EFR = \frac{1}{5} \sum_1^5 \alpha_i \times \frac{1}{4} \sum_6^9 \alpha_i \times \frac{1}{5} \sum_{10}^{11} \alpha_i \quad (4.1)$$

O primeiro termo, E, está associado a factores exteriores ou ambientais, o segundo termo, F, está associado à fiabilidade da barragem e por fim o terceiro, R, está associado a factores humanos e económicos. Em cada termo, o índice, α , pode tomar valores de 1 a 6.

No Quadro 5.1 são apresentados os factores intervenientes no cálculo do índice de risco global, segundo a aplicação do NOIB. Dada a ausência de informação, optou-se por assumir alguns factores utilizados.

Quadro 5.1 - Determinação do índice global de risco, EFR.

Termo	Factores	Categoria	α_i
E	Sismicidade 1000 anos	Baixa	2
	Probabilidade de escorregamento de taludes	Baixa	2
	Probabilidade de cheias superiores à de projecto	Muito baixa	1
	Gestão da albufeira	Anual, sazonal	1
	Ações agressivas	Mínimas	1
		$E = \sum \alpha_i$	7
F	Dimensionamento estrutural	Adequado	1
	Fundações	Boas	2
	Órgãos de descarga	Fiáveis	1
	Manutenção	Satisfatória	3
			$F = \sum \alpha_i$
R	Volume da albufeira (m ³)	10 ⁷ -10 ⁹	4
	Instalações a jusante	Aglomerados Médios	4
			$R = \sum \alpha_i$
Índice global de risco - EFR			7,15

Para a barragem, em estudo, inserida no escalão de altura entre 15 a 30m, são apresentadas, no Quadro 5.2, as grandezas a observar e os critérios de selecção segundo o NOIB para: EFR=7,15, R=8 e $\alpha_1=2$.

Quadro 5.2 - Grandezas a observar em barragens de aterro (mínimo recomendável segundo NOIB).

Parâmetros de observação	Critério	Decisão
Deslocamentos Superficiais	Dispositivo obrigatório se EFR>10 ou R≥3	Colocar
Deslocamentos internos	Dispositivo obrigatório se EFR > 20	Não colocar
Tensões totais	Equipamento não necessário	Não colocar
Caudal de infiltração	Dispositivo obrigatório: Caudal total	Colocar
Tensões neutras- Piezómetros	Dispositivo obrigatório	Colocar
Tensões neutras- Piezómetros sem fluxo	Dispositivo obrigatório se $\alpha_1=5$	Não colocar
Precipitação atmosférica	Dispositivo opcional	Não colocar
Sismologia	Dispositivo obrigatório se $\alpha_1=5$	Não colocar

No Quadro 5.3 resumem-se os parâmetros de medição e os equipamentos escolhidos para os medir à luz dos critérios enunciados no Quadro 5.2.

Quadro 5.3 - Equipamentos de medição.

Parâmetro	Equipamento
Nível de água na albufeira	Escala limnimétrica
Níveis piezométricos	Piezómetros
Deslocamentos superficiais verticais e horizontais	Marcas superficiais
Caudal total	Medidor de caudal

5.3. Colocação dos dispositivos de observação

Ao abrigo do disposto no NOIB, deverão ser indicadas informações relativas à colocação de instrumentos e dispositivos, devendo ser mencionadas especificações relativas à localização e especificações dos aparelhos. No Desenho 3, são indicados os pontos de instalação dos piezómetros e das marcas superficiais.

No que se refere à escala limnimétrica, esta deverá ser instalada na torre de tomada de água por ser um local visível. A informação obtida servirá como parâmetro de controlo dos equipamentos hidráulicos, bem como um indicador da carga sobre a barragem. A escala deverá indicar os níveis de referência: NME, NPA e NMC.

Dada a incerteza associada à heterogeneidade do material utilizado na constituição dos aterros e com o objectivo de avaliar a percolação através da barragem, optou-se pela utilização de 3 piezómetros de tubo aberto dispostos na secção transversal correspondente à zona mais alta da barragem, onde ocorre a maior percolação. O piezómetro n.º 1 e o piezómetro n.º2 foram instalados à cota 120,00m e 115,00m do núcleo, respectivamente. Com a instalação escolhida, pretende-se estabelecer, de forma aproximada, a configuração da rede de percolação, por forma a avaliar indirectamente a acção erosiva e o comportamento do sistema de drenagem. O piezómetro, n.º3, foi instalado sobre o tapete à cota 108,00m, com o propósito de avaliar o comportamento do sistema de drenagem na situação de pleno armazenamento.

As marcas superficiais permitem controlar os deslocamentos superficiais. Foram previstos 2 Pontos de referência por margem cuja localização deve ser definida pelo topógrafo que deverá garantir a sua visibilidade, a sua estabilidade e por fim e que não sejam afectados pelo nível da albufeira.

No que se refere à configuração da rede, adoptou-se um alinhamento de marcas com um espaçamento de 75m. Optou-se por colocar marcas ao nível do coroamento, tanto a montante como a jusante e a meio do talude de jusante.

Relativamente ao medidor de caudal, deverá ser incorporado no sistema de drenagem da barragem, o seu dimensionamento não fez parte do âmbito deste trabalho.

5.4. Frequência das leituras

No NOIB são indicadas as frequências mínimas de observação para barragens de aterro. No Quadro 5.4 , resumem-se as frequências apresentadas na norma, para escalão de altura em que se insere a barragem em estudo.

Quadro 5.4 - Frequências recomendadas (NOIB)*

Factores	Construção	Primeiro enchimento e esvaziamento rápido	Exploração	
			1º Período	2º Período
Deslocamentos Superficiais	-	3 ou Anual	Anual	Bienal
Caudais totais	-	3 ou Mensal	Trimestral	Trimestral
Tensões neutras - Piezómetros	Semanal	3 ou Mensal	Trimestral	Trimestral
Inspeções visuais	Rotina	Semanal	3 ou Mensal	Trimestral
	Especiais	1	3 ou Anual	Anual
	Excepcional	2	2	2
Níveis da albufeira	-	Diária	Diária	Diária
Precipitação	Diária	Diária	Diária	Diária

* 1 - A meio e fim da construção; 2 - Após ocorrência; 3 - Início, patamares e fim do enchimento ou esvaziamento rápido.

5.5. Inspeção visual

Do disposto no NOIB, as inspeções visuais têm por objectivo detectar sinais ou evidência de deteriorações e detecção de anomalias no sistema de observação, através da execução de inspeções de rotina e de carácter excepcional. A cada inspeção, as normas indicam qual a entidade responsável pelas mesmas.

As inspeções visuais deverão ficar registadas em ficha de inspeção, contendo todos os aspectos relevantes a inspeccionar: os perfis de instrumentação, dados relativos à barragem, dados de projecto e construção, dados relativos aos equipamentos instalados. A ficha, deverá ainda conter fotografias e esquemas que facilitem a sua interpretação.

6. Obra de desvio provisório

6.1. Considerações iniciais

O desvio provisório é o conjunto de obras responsável por garantir que o local de implantação se mantém seco durante a execução dos trabalhos. No Desenho 4 apresentam-se a planta e o perfil para a solução adoptada na conduta de desvio provisório e as principais fases da obra de desvio provisório.

Como critério de projecto, na determinação do caudal de dimensionamento, para a primeira fase de desvio provisório, admitiu-se um período de retorno de 20 anos. A este período corresponde um risco associado à obra de 5% que é dado por:

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (6.1)$$

onde:

T - período de retorno;

n - número de anos de funcionamento do desvio provisório que se admitiu ser igual a 1 ano.

6.2. Fases da obra

No ponto 2.4.5. foi apresentado o método de cálculo utilizado na determinação do caudal de dimensionamento para um período de retorno de 20 anos associado a uma precipitação uniforme sobre a bacia, sem consideração da retenção das albufeiras a montante. Para estas condições, obteve-se um caudal de ponta de cheia afluyente de 237m³/s.

Face ao elevado caudal verificado, não se considerou a albufeira criada pela ensecadeira dotada de capacidade suficiente de armazenamento e encaixe da cheia. Como tal, optou-se por uma solução dividida por fases, como se apresenta no Desenho 4.

Na primeira fase, destinada à época de maiores caudais, adoptou-se uma solução de construção parcial da barragem, sem se fechar totalmente o vale. O processo de dimensionamento da secção do canal, para o caudal de 20 anos de período de retorno, consistiu num processo iterativo onde se determinou a altura de escoamento variando a localização da ensecadeira e consequentemente a largura da secção.

No Quadro 6.1, apresentam-se as características do escoamento obtidas da aplicação do programa HEC-RAS na secção do canal contraída pela presença da ensecadeira com o coroamento à cota 120,00m e localização indicada no Desenho 4.

Quadro 6.1 - características do escoamento obtidas do HEC-RAS para $Q_{dim}=237m^3/s$.

Cota do Talvegue (m)	Cota da Superfície Livre (m)	Largura Superficial (m)	Velocidade (m/s)	Froude
112,50	118,14	74,4	1,12	0,21

A segunda fase e terceira fase da obra de desvio provisório deve decorrer durante o período de estiagem. Neste período, é construída uma estrutura em conduta, destinada ao desvio provisório, e procede-se ao fecho do vale com a conclusão da ensecadeira.

Relativamente ao caudal de projecto da conduta, não tendo sido feita uma análise probabilística dos caudais de estiagem, adoptou-se, um caudal próximo do caudal médio diário¹, máximo registado, numa bacia vizinha com uma área semelhante à da bacia em estudo. No Quadro 6.2, apresentam-se as características da bacia associada ao posto hidrométrico do Monte da Arregota.

Quadro 6.2 - Registo do posto hidrométrico do Monte da Arregota.*

Código	Estação	Área (km²)	Q_{mdm} (m³/s)	Período de registo	
				Começa em	Termina em
26K/01H	Monte da Arregota	96,51	28,23	01-10-1981	30-09-1989

* Q_{mdm} é caudal diário médio, máximo registado (no dia: 27/10/1989).

Adoptou-se para o dimensionamento da conduta de desvio provisório um caudal de $25m^3/s$.

6.3. Implantação

O caudal de dimensionamento da conduta de desvio provisório justificou a adopção de uma conduta de grande dimensão, pelo que, foi aproveitada como galeria para as condutas de descarga de fundo, tomada de água e de caudal ecológico.

A implantação do desvio provisório teve em consideração as condições topográficas do vale, para as quais estabeleceu-se um compromisso entre o volume de escavação, a necessidade de implantar a conduta a uma cota baixa, por forma a reduzir o tamanho das ensecadeiras.

¹ Refira-se que a estação do Monte da Arregota não apresenta dados de caudal máximo anual, pelo que se adoptou o máximo histórico do caudal médio diário.

6.4. Conduta

O dimensionamento da conduta de desvio provisório deverá garantir o escoamento em regime uniforme rápido com altura de $0,8D$. Pretende-se, desta forma, evitar a acumulação de material flutuante à entrada da conduta e ainda a ocorrência de ressaltos hidráulicos contra a abóbada da mesma.

Utilizou-se um processo iterativo que consistiu em testar a adequabilidade de várias soluções às condições topográficas e aos critérios de dimensionamento. Neste processo, fixou-se a inclinação da conduta por forma a ser semelhante à do curso de água. Em seguida, com recurso à expressão (6.2), determinou-se o diâmetro da conduta tal que, em regime rápido uniforme, o caudal se escoe com altura máxima $h=0,8D$.

A determinação do diâmetro foi feita com recurso à fórmula de Manning Strickler, que está na base da expressão dada por:

$$\theta = \sin(\theta) + \frac{8}{2^{0,4}} \left(\frac{Q}{K_s \sqrt{i}} \right)^{0,6} D^{-1,6} \theta^{0,4} \quad (6.2)$$

onde:

K_s - coeficiente de Strickler, com o valor $75 \text{m}^{1/3}/\text{s}$ para o betão da conduta;

θ - ângulo interno ao centro da conduta, com o valor $4,43 \text{rad}$ para uma altura de escoamento de $0,8D$;

D - Diâmetro da conduta;

h - altura de escoamento no interior da conduta medida desde a soleira, com o valor $0,8D$ (m);

i - inclinação da conduta, fixado com o valor $0,011$.

Da aplicação da expressão (6.2), obteve-se um diâmetro de 2400mm . Uma vez determinado diâmetro da conduta, apresentam-se, no Quadro 6.3, as características de escoamento em regime uniforme rápido na conduta de desvio provisório.

Quadro 6.3 - Características do escoamento uniforme rápido na conduta com $Q_{\text{dim}}=25 \text{m}^3/\text{s}$.*

h (m)	A (m ²)	b (m)	V (m/s)	Fr
1,92	3,88	1,92	6,44	1,45

* h - altura de escoamento, $0,8D$; b - largura de escoamento; Fr - número de Froude.

Na Figura 6.1 apresenta-se um esquema da conduta e as grandezas de cálculo do Quadro 6.3.

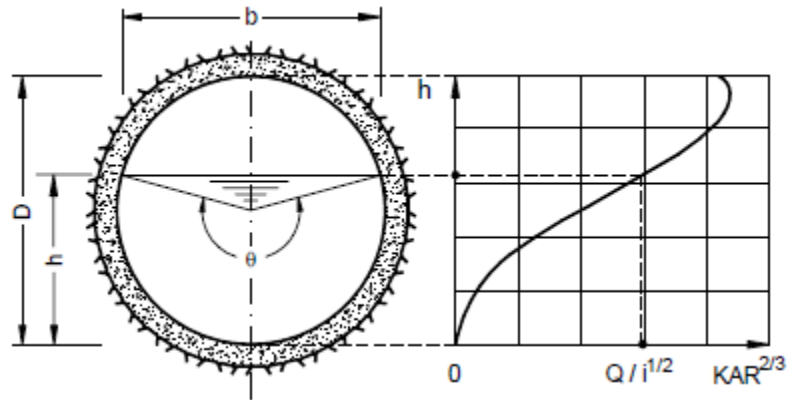


Figura 6.1 - Conduta circular. Definição de parâmetros (Pinheiro 2002).

Por forma a assegurar que escoamento se mantenha em regime livre ao longo da conduta é ainda necessário avaliar se o ressalto hidráulico, na passagem do regime rápido para o regime lento ocorre, no interior da conduta, i.e., se a quantidade de movimento do total na conduta é inferior à quantidade de movimento total no exterior da mesma.

Em Pinheiro (2002), propõem-se a adopção de um processo expedito para determinar a cota Z_2 da soleira na extremidade da conduta, tal que, em caso de o ressalto ocorrer no interior da mesma, a altura de escoamento máxima não exceda o critério de altura máxima, $h=0,8D$. O processo de dimensionamento da cota da soleira Z_2 , consiste em calcular o caudal Q_0 que se escoar, na conduta, em regime crítico com altura $h=0,8D$. Em seguida determina-se o nível na restituição para o mesmo caudal N_j . Por fim determina-se a cota Z_2 pela expressão (6.3).

$$Z_2 = N_j - 0,8D \quad (6.3)$$

No processo está subjacente que se, na extremidade de jusante da conduta, o caudal for superior ao caudal crítico, em regime rápido, o ressalto dar-se-á fora da conduta. Como tal, a cota Z_2 deve ser escolhida por forma a que, no caso de o ressalto ocorrer no interior da conduta, para caudal inferiores ao crítico, não se verifique uma altura de escoamento superior à admissível.

A determinação do caudal crítico, para uma conduta de secção circular, foi feita com recurso à expressão (6.4).

$$Q_0 = \sqrt{g} A_c \sqrt{\frac{A_c}{b_c}} \quad (6.4)$$

onde:

Q_0 - caudal crítico;

A_c - área da secção líquida em escoamento crítico;

b_c - largura da secção líquida em escoamento crítico.

Utilizou-se o programa HEC RAS para obter a cota de superfície livre associada ao caudal crítico, determinado pela expressão (6.4), no local escolhido para a implantação da extremidade de jusante da conduta. Com recurso à expressão (6.3) determinou-se a cota da soleira Z_2 . No Quadro 6.4, apresentam-se os parâmetros de cálculo utilizados na determinação da cota da soleira na extremidade de jusante da conduta.

Quadro 6.4 - Determinação da cota Z_2 .

Q_0 (m ³ /s)	N_i (m)	Z_2
17,27	114,63	112,71

Uma vez determinada a cota Z_2 , escolheu-se convenientemente a cota Z_1 , de extremidade de montante da conduta de desvio provisório, por forma a garantir que estivesse abaixo do nível do terreno natural e simultaneamente o mais próxima possível do local de implantação da barragem, com vista a reduzir, tanto quanto o possível, o comprimento da conduta.

No Quadro 6.5 resumem-se as características da solução adoptada para a conduta de desvio provisório, apresentada no Desenho 4.

Quadro 6.5 - Características gerais da conduta de desvio provisório.

D (mm)	i	Cota Z_1 (m)	Cota Z_2 (m)	L (m)
2400	0,01	114,60	112,70	169

6.5. Estrutura de controle

A estrutura de controlo como tem como função acelerar o escoamento, assegurando a transição de escoamento lento a montante, na albufeira criada pela ensecadeira, para escoamento em regime rápido na conduta. Desta forma obtém-se, em superfície livre, uma altura uniforme mais baixa do que a que existiria se o caudal se escoasse em regime uniforme lento.

A estrutura deverá apresentar uma forma hidrodinâmica por forma a evitar que ocorram fenómenos de separação do escoamento, tanto em planta como em perfil. No que respeita à forma em planta, optou-se pela execução de uma estrutura com uma transição com comprimento de 3,0m e raio de 4,0m.

Uma vez definida a estrutura em planta, dimensionou-se a estrutura em perfil longitudinal de modo a que: a transição de regime lento para uniforme rápido ocorra a montante da conduta. Para tal, projecta-se a geometria do perfil tal que, para o nível da albufeira pretendido a jusante, num dado ponto, a linha de energia crítica seja tangente à de escoamento, como indicado na Figura 6.2.

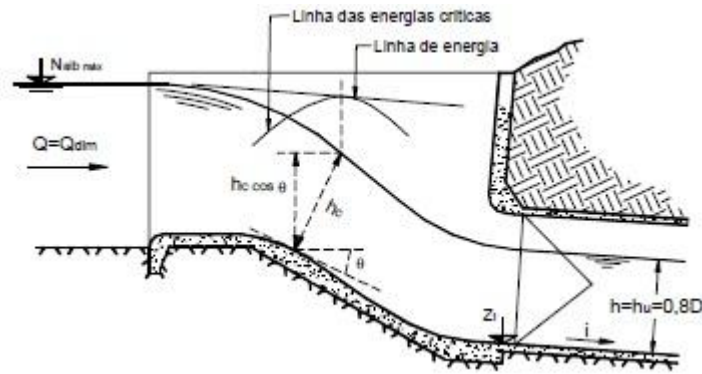


Figura 6.2 - Estrutura de montante (Pinheiro 2002).

O nível de água da albufeira de montante é dado por:

$$N_{alb\acute{m}ax} = Z_2 + iL + 0,8D + \frac{Q_{dim}^2}{2gA^2} + \Delta H \quad (6.5)$$

Esta expressão só é válida na condição de, na definição da geometria do perfil, a linha de energia crítica ser tangente à linha de energia do escoamento num ponto do desenvolvimento da transição.

Se a linha de energia crítica for sempre inferior à de energia do escoamento, o nível da albufeira será inferior ao calculado pela expressão, pois haveria energia, na forma potencial, em excesso a montante, em relação à estritamente necessária para o caudal se escoar, com energia crítica. A redução do nível na albufeira resulta na diminuição da energia de escoamento disponível, que será conseqüentemente inferior à de regime uniforme determinada. Em regime rápido, esta diminuição traduz-se num aumento da altura de escoamento, podendo ocorrer o afogamento da conduta.

Se a linha de energia crítica intersectar a de escoamento, o nível de albufeira será superior ao calculado pela expressão, pois necessitará de mais energia a montante, na forma potencial, para garantir a transição, i.e., o nível da albufeira subiria tanto quanto o necessário para garantir a energia mínima, crítica, na transição, podendo ocorrer o galgamento da ensecadeira.

Pela utilização da expressão (6.5), e conhecidas as características da conduta Quadro 6.5, determinou-se a cota da albufeira de montante, $N_{alb\acute{m}ax} = 118,70\text{m}$ para uma perda de carga, ΔH , que se admitiu ser 3% da energia específica cinética na entrada da conduta.

A geometria da estrutura de controle foi definida através de um processo iterativo que consistiu em fixar a geometria em planta, fazendo variar o perfil até obter uma aproximação entre a linha de energia e a linha de energia crítica, com um dado erro admissível. No que respeita às duas curvas em perfil, na estrutura de controle, procurou-se adoptar configurações hidrodinâmicas com raio de 3,0m

No Quadro 6.6 apresentam-se os parâmetros hidráulicos envolvidos na definição da geometria da estrutura de montante, apresentada no Desenho 4.

Quadro 6.6 - Parâmetros na definição do perfil da estrutura de controle.*

L (m)	Cota Fundo (m)	Largura (m)	LE (m)	LEC (m)	LE-LEC
0,00	116,10	4,80	118,70	118,21	0,49
0,14	116,10	4,51	118,70	118,29	0,40
1,17	115,92	3,13	118,68	118,72	-0,05
2,06	115,40	2,58	118,66	118,59	0,07
2,21	115,28	2,55	118,65	118,50	0,15
3,09	114,77	2,40	118,63	118,12	0,52
4,09	114,59	2,40	118,61	117,93	0,68

* LE - Linha de Energia; LEC - Linha de Energia Crítica.

6.6. Restituição

Na extremidade de jusante da conduta de desvio provisório foi prevista a construção da câmara destinada à colocação da válvula Howell Bunger e da derivação da conduta de caudal ecológico e de distribuição. Como tal, optou-se por projectar, desde logo, nesta fase, a construção da laje de fundo da câmara em questão como se apresenta no Desenho 5.

Dado o curto período de funcionamento previsto para a conduta de desvio provisório, não se considerou necessária a construção de qualquer tipo de estrutura a jusante da conduta. Contudo, por forma a garantir as condições hidráulicas subjacentes ao cálculo da conduta, nomeadamente o cálculo da cota de soleira de jusante, optou-se por projectar um canal de ligação ao leito com o talvegue à cota 112,50m.

Refira-se que a zona sujeita a erosão por acção do caudal do desvio provisório é a mesma que a do descarregador de cheias, como tal optou-se por colocar desde logo, na fase inicial da obra, enrocamento de protecção com a granulometria indicada no ponto 4.6., calculada com vista à protecção do leito contra o caudal descarregado pelo canal de encosta.

6.7. Ensecadeiras

Como apresentado no Desenho 4, durante a fase de construção são colocadas ensecadeiras a montante e jusante do local de onde se realizam os trabalhos. No ponto 4.3., foram apresentadas as características geotécnicas do material dos maciços estabilizadores. Dada a baixa permeabilidade que apresentam, optou-se por aplicar o mesmo material às ensecadeiras

que constituirão o corpo do maciço de estabilidade da barragem numa fase posterior de construção. Para a determinação da folga, Pinheiro (2002) considera razoável a adopção de uma folga entre 0,50 e 1,00m. Optou-se por dimensionar ambas as ensecadeiras com uma cota de coroamento de 120,00m.

Na segunda e terceira fase, apresentada no Desenho 4, esta medida traduz-se na adopção de uma folga de 1,3m, para a ensecadeira de montante, dado que o nível máximo da albufeira, determinado no ponto 6.5, foi de 118,70m. Na ensecadeira de jusante, dado que a cota de restituição foi determinada no ponto 6.4, em 115,20m, a folga resultante é de 4,80m.

Note-se, no entanto, que as folgas serão totalmente diferentes na primeira fase de construção por acção do movimento do escoamento no leito. O estudo da folga para esta situação não é incluído no âmbito deste trabalho.

7. Descarga de fundo e torre de tomada de água e de manobra dos equipamentos

7.1. Considerações iniciais

A torre de tomada de água é o local onde é feita a admissão do escoamento para a descarga de fundo, caudal ecológico e distribuição. É ainda um local onde estão instalados dispositivos eletromecânicos de controlo.

Optou-se por implantar a torre de tomada de água no mesmo local da estrutura de montante do desvio provisório e utilizar a conduta de desvio provisório como galeria para a instalação da conduta de descarga de fundo, e de uma conduta conjunta de distribuição e caudal ecológico.

Considerou-se conveniente utilizar uma conduta conjunta para o transporte do caudal de distribuição e caudal ecológico. No sistema adoptado, foi feita uma derivação de onde parte uma conduta para a descarga de caudal ecológico.

Foi prevista a colocação de comportas de seccionamento das condutas de descarga de fundo e de distribuição e caudal ecológico. O controlo das comportas é feito por equipamentos instalados na torre de tomada e água.

A jusante, na câmara de controlo, foi prevista a adopção de uma válvula de jacto oco na extremidade da conduta de descarga de fundo, bem como de uma conduta de purga e respectiva válvula de controlo. Nesta câmara foi ainda prevista a instalação da derivação para a conduta de caudal ecológico e dos instrumentos acessórios de controlo que incluem: válvulas e medidor de caudal.

Nos Desenho 5 apresentam-se os pormenores em plantas, perfis, alçados e cortes do sistema conjunto de tomada de água e descarga de fundo. No Desenho 6 apresenta-se uma planta geral da barragem com o local de implantação do sistema de tomada de água e descarga de fundo, bem como do canal de descarga de cheias.

7.2. Descarga de fundo

7.2.1. Esvaziamento

No RSB não são indicados limites ao tempo de esvaziamento, pelo que, no dimensionamento da conduta foram tidas em consideração apenas as limitações de espaço na galeria de desvio provisório e a necessidade de orientar o dimensionamento por forma a reduzir o custo da obra, por via da redução do tamanho da válvula de jacto oco.

A metodologia utilizada no dimensionamento da descarga de fundo consistiu num processo iterativo no qual se variaram os diâmetros da conduta e da válvula de jacto oco em função dos resultados obtidos da simulação da descarga. Foi adoptada a curva de volumes armazenados da albufeira, apresentada na Figura 2.13, por forma a estabelecer a evolução da cota da superfície livre na albufeira no decorrer da descarga.

No que respeita ao regime de aflúncias à albufeira, no RSB está indicado que o descarregador de cheias deve ser apto a escoar a cheia de projecto sem a necessidade de auxílio do órgão de descarga de fundo. Como tal, considerou-se apenas, durante o período de descarga, uma aflúncia contínua do caudal modular, $0,32\text{m}^3/\text{s}$, determinado no ponto 2.6.2.

No Quadro 7.1, apresentam-se os diâmetros e comprimentos adoptados nas condutas envolvidas na descarga de fundo.

Quadro 7.1 - Parâmetros das condutas de descarga de fundo.*

	D (mm)	A (m²)	P (m)	R_n (m)	L (m)
Conduta 1	1000	0,79	3,14	0,25	166,5
Conduta 2	800	0,50	2,51	0,2	4,9

* Conduta 1 - trecho de conduta entre a torre de tomada de água e o cone de redução; Conduta 2 - trecho de conduta entre o cone de redução e a válvula de Howell Bunger.

No Anexo E, apresentam-se os resultado obtidos por via da simulação do processo de esvaziamento da albufeira, entre o nível de pleno armazenamento e o nível mínimo de exploração. No Quadro 7.2 apresentam-se os caudais e as velocidades de escoamento à saída da válvula de jacto oco nas situações em que o nível na albufeira encontra-se no NPA e no NME.

Quadro 7.2 - Parâmetros hidráulicos associados às situações de NPA e NME.

Nível da albufeira	Caudal (m³/s)
NPA (137,50m)	6,51
NME (120,00m)	2,97

7.2.2. Válvula de jacto oco

Adoptou-se uma válvula de jacto oco na extremidade de jusante da conduta de descarga de fundo, à cota 115,50m, orientada na direcção ascendente por forma a atenuar os efeitos de provocados pela acção do jacto. Optou-se pela utilização deste tipo de válvula pela larga oferta de diâmetros de fabrico e por esta permitir, para elevados caudais, a regulação e obturação do escoamento.

A título indicativo decidiu-se adoptar as indicações do catálogo de produtos da Rodney Hunt (<http://www.rodneyhunt.com>). Para este tipo de válvula, o catálogo indica que a lei de vazão da válvula de jacto oco é dada por:

$$Q = CA\sqrt{2gH} \quad (7.1)$$

onde:

Q - Caudal (m^3/s);

C - Coeficiente de vazão (0,85 para abertura total);

A - área da secção da válvula (m^2);

H - carga sobre o eixo da válvula (m).

7.2.3. Perdas de carga

As perdas de carga contínuas, foram calculadas com recurso à fórmula de Manning Strickler, expressão (3.22). Adoptou-se um coeficiente de Strickler, para condutas em aço, com o valor, K_s , de $100m^{1/3}/s$.

As perdas de carga associadas a alterações das condições de escoamento localizadas incluem-se nas perdas de carga singulares e obtêm-se da expressão:

$$\Delta H = K \frac{V^2}{2g} \quad (7.2)$$

onde:

ΔH - perda de carga;

K - coeficiente de perda de carga;

V - velocidade.

Na entrada para a conduta, assumiu-se que se está perante uma perda de carga do tipo Bordá, caracterizada pela passagem de um grande reservatório para uma conduta. O coeficiente de perda de carga, K , associado é de 0,5.

Obteve-se um coeficiente, K , de 0,85 associado à grelha de entrada, da aplicação da expressão (7.3), apresentada em Lencastre (1996).

$$K = k_c \times k_f \times p^{1,6} \times f\left(\frac{b}{a}\right) \times \sin(\phi) \quad (7.3)$$

onde:

k_c - coeficiente relativo à probabilidade de colmatção da grelha, considerado 3 para limpeza manual;

k_f - coeficiente de forma das barras da grelha, igual a 0,35 para barras de secção circular;

p - relação entre a área obstruída pela grelha e a área total;

a - afastamento entre barras;

b - dimensão das barras no sentido do escoamento;

ϕ - ângulo do plano da grelha com a horizontal;

$f\left(\frac{b}{a}\right)$ - é dado por:

$$f\left(\frac{b}{a}\right) = 8 + 2,3\left(\frac{b}{a}\right) + 2,4\left(\frac{a}{b}\right) \quad (7.4)$$

No que respeita à curva que antecede a válvula de jacto oco, consultou-se um ábaco apresentado em Lencastre (1996) onde se determinou o valor, K , de 0,04.

Lencastre (1996) justifica que devido à estabilidade própria dos sistemas acelerados, estas perdas são sempre muito pequenas, podendo K tomar valores entre 0,01 e 0,005. Como tal, adoptou-se o valor de K igual a 0,01 para o cone de redução utilizado na transição de diâmetro da conduta para o diâmetro da válvula de jacto oco.

7.2.4. Grelhas

As grelhas têm como função proteger a tomada de água contra a entrada de detritos que possam danificar as condutas ou equipamentos hidráulicos. Por forma a assegurar o correcto funcionamento da grelha, sugere-se, no dimensionamento, a adopção de velocidades de escoamento da ordem de 1m/s na secção da grelha. Pelo mesmo motivo, é ainda sugerida a verificação da estabilidade das grelhas quanto à possibilidade de ocorrência de vibrações excessivas devidas a fenómenos de vórtices alternados.

Como tal, as grelhas deverão ser dimensionadas por forma a que apresentem uma frequência própria de vibração suficientemente afastada da frequência dos vórtices. Segundo Lencastre (1996), a frequência dos vórtices é dada por:

$$f_v = \frac{S_t V}{e} \quad (7.5)$$

onde:

S_t - número de Strouhal, majorado por um factor de 2,15 determinado em função da relação $\frac{a+e}{e}$, na qual, e é a espessura das barras e a é o espaçamento entre os eixos das barras;

V - velocidade do escoamento na secção das barras.

A frequência própria das barras mergulhadas, segundo Lencastre (1996), é dada por:

$$f_b = M \frac{K}{L^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\gamma_b + \frac{a}{e}\gamma_a}} \quad (7.6)$$

em que:

M - factor de fixação das barras, com o valor 3,563 para extremidades encastradas;

K - raio de giração da secção transversal da barra em relação a um eixo paralelo à velocidade de corrente;

L - distância entre os apoios das barras;

E_b - módulo de elasticidade do material da barra, $2,1 \times 10^{11}$ N/m² para o aço;

γ_b - peso específico para o material da barra, 78000 N/m³;

γ_a - peso volúmico da água, 10000 N/m³;

No Quadro 7.3, apresentam-se as características da solução adoptada de grelha, constituída por 11 barras de secção circular.

Quadro 7.3 - Características da grelha da descarga de fundo.

A (m²)	h (m)	b (m)	e (m)	a (m)
5,00	2,50	2,0	0,04	0,16

Da aplicação das expressões (7.5) e (7.6) obtiveram-se as frequências 13,76 e 28,07Hz relativas à frequência dos vórtices gerados pelo escoamento e à frequência própria das barras

da grelha, respectivamente. Desta forma, encontra-se assegurada a relação mínima de 1,5 entre a frequência própria das barras da grelha e a dos turbilhões, proposta em Pinheiro (2006).

7.2.5. Submersão

A tomada de água deve ser dotada de uma adequada submersão por forma a evitar a entrada de materiais flutuantes, com a possibilidade de obstruir as grelhas ou passar para o circuito hidráulico.

A submersão mínima foi determinada pela relação traduzida pela expressão (7.7), proposta por Gordon (1970), em Pinheiro (2006).

$$\frac{S}{D_h} \geq \frac{1}{2} + C \frac{V}{\sqrt{gD_h}} \quad (7.7)$$

em que:

S - submersão;

D_h - diâmetro hidráulico da secção de entrada, com valor de 2,22m para uma secção rectangular com largura de 2,0m e altura de 2,5m;

V - velocidade de escoamento na conduta, com valor de 1,30m/s;

C - coeficiente com o valor 1,7 se, o escoamento se aproxima de forma simétrica da tomada de água.

O eixo da grelha de protecção da conduta de descarga de fundo foi fixado à cota 117,35m. Da aplicação da expressão obteve-se uma submersão mínima de 2,1m, o que resulta num NME mínimo de 119,45m. Adoptou-se, conservativamente, um NME à cota 120,00m

7.2.6. Conduta de arejamento

A conduta de arejamento tem como função a introdução de um caudal contínuo de ar na zona a jusante da comporta da descarga de fundo, localizada na torre de tomada de água, com o objectivo de evitar a formação de pressões negativas e a possibilidade de ocorrerem danos devidos a fenómenos de cavitação. Por outro lado, permite ainda a entrada de ar necessária ao esvaziamento das condutas.

O U.S. Corps of Engineers (1970) propõe uma relação entre o caudal escoado e o ar arrastado dada por:

$$Q_a = 0,03Q(F_r - 1)^{1,06} \quad (7.8)$$

sendo:

Q_a - caudal de ar arrastado pelo escoamento;

Q - caudal escoado na conduta;

F_r - número de Froude.

Considerou-se que o máximo caudal de ar arrastado ocorre para a situação em que a comporta se encontra a 80% da abertura máxima. Nesta situação, ocorre uma contração da veia líquida na secção imediatamente a jusante da comporta da ordem dos 80%. Pelo que, considera-se a altura final da secção contraída com 64% da altura da conduta, a que corresponde a 0,64m. Admitiu-se, nesta situação, que o caudal se mantém com o valor máximo de 6,5m³/s.

Da aplicação das expressões (7.8), obteve-se um diâmetro mínimo de 130mm, tendo sido admitida, para a circulação de ar na conduta, uma velocidade máxima admissível de 50m/s. Optou-se por adoptar um diâmetro de 300mm, por forma a assegurar o escoamento no caso de ocorrerem diminuições de secção no decorrer do período de vida da obra.

7.3. Tomada de água e descarga de caudal ecológico

7.3.1. Determinação do caudal ecológico

Em Hipólito e Vaz (2011) descrevem-se vários métodos para estimação dos caudais ecológicos, que se agrupam em quatro categorias: métodos hidrológicos, métodos hidráulicos, métodos de simulação do habitat e os métodos holísticos. Dos descritos, optou-se pela utilização de métodos hidráulicos que se baseiam na relação entre caudais e características hidráulicas do escoamento.

O método do perímetro molhado consiste na observação de uma relação, estabelecida para diferentes caudais, entre o perímetro molhado e o caudal no leito natural. Neste método o caudal modular corresponde ao caudal para o qual ocorrem pontos de quebra onde sejam verificadas variações súbitas da relação.

Os perímetros molhados associados a vários caudais foram determinados com recurso ao programa HEC-RAS, na Figura 7.1.

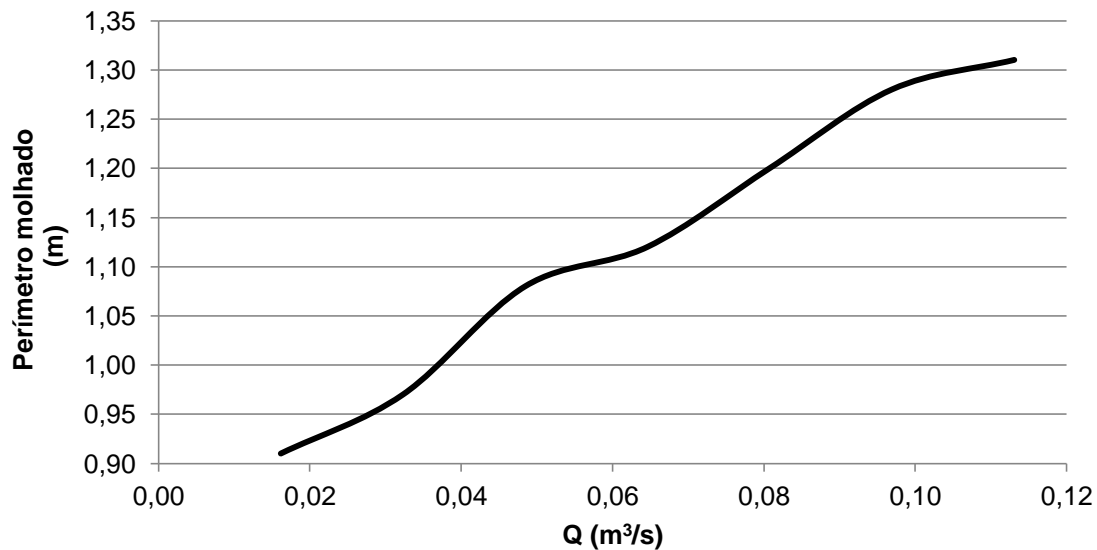


Figura 7.1 - Relação entre o perímetro molhado e o caudal.

Da análise à curva apresentada na Figura 7.1 verificam-se duas quebras onde o declive se acentua rapidamente, uma para o caudal de 0,05m³/s e outra para o caudal de 0,10m³/s.

Portela (2005), em Hipólito e Vaz (2011), propõe a utilização de outro método hidráulico, testado para a região sul de Portugal. Neste método, utiliza-se a curva de duração dos caudais diários, eliminando-se os caudais mais altos, com duração inferior a 5 dias. Eliminam-se também os caudais mais baixos em que o número de dias a desprezar é dado por:

$$n \text{ dias} = \frac{400 - \bar{H}}{50} \times 11 \quad (7.9)$$

onde:

\bar{H} - caudal anual médio expresso em altura (mm), para valores superiores a 400 mm, o número de dias a desprezar é zero.

Depois de modificada a curva de duração, determinam-se, para cada caudal, a altura e a velocidade de escoamento associados. Em seguida determina-se a média dos valores de velocidade e altura de escoamento obtidos, h_{med} e V_{med} respectivamente. Por este método, o caudal ecológico é aquele que se escoar com V_{med} .

A curva de duração anual do caudal médio diário foi apresentada na Figura 2.12 do ponto 2.6.3. No Quadro 7.4 apresentam-se os resultados obtidos por aplicação do método desenvolvido por Portela (2005), em Hipólito e Vaz (2011).

Quadro 7.4 - Estimação do caudal ecológico.

h_{med} (m)	v_{med} (m/s)	Q_{eco} (m ³ /s)
0,30	0,58	0,13

Da ponderação dos dois métodos, adoptou-se um caudal ecológico de 0,10m³/s, que corresponde aproximadamente a 30% do caudal modular.

7.3.2. Grelhas

O estudo das necessidades da rede de distribuição não fez parte do âmbito deste trabalho, como tal, admitiu-se um caudal de distribuição com o valor de 0,3m³/s, totalizando 0,4m³/s, com a consideração do caudal ecológico. Este caudal deve ser garantido independentemente do nível da albufeira, pelo que, o dimensionamento foi feito na situação mais condicionante, com a albufeira no nível mínimo de exploração.

O dimensionamento da grelha para a entrada da tomada de água segue o procedimento exposto no ponto 7.2.4., para o dimensionamento da grelha de entrada da descarga de fundo. No Quadro 7.5 , apresentam-se as características da solução de grelha adoptada, constituída por 5 barras de secção circular.

Quadro 7.5 - Características da grelha da tomada de água.

A (m ²)	h (m)	b (m)	e (m)	a (m)
0,35	0,70	0,50	0,02	0,11

Da aplicação das expressões (7.5) e (7.6) obtiveram-se as frequências 24,6 e 179Hz relativas à frequência dos vórtices gerados pelo escoamento e à frequência própria das barras da grelha, respectivamente. Desta forma, encontra-se assegurada a relação mínima de 1,5 entre a frequência própria das barras da grelha e a dos turbilhões, proposta em Pinheiro (2006).

Da aplicação da expressão (7.7), obteve-se para uma submersão mínima de em 0,29m para a entrada da tomada de água. O nível mínimo de exploração é 120,00m, por forma a garantir a submersão fixou-se o eixo da grelha de protecção à cota 119,65m.

7.3.3. Conduta

O circuito de tomada de água e caudal ecológico consiste numa conduta que parte da torre de tomada de água através da galeria do desvio provisório, paralela à conduta de descarga de fundo. Na câmara onde se foi instalada a válvula de jacto oco, foi também instalada uma derivação para a descarga do caudal ecológico.

Por conveniência, denominou-se por trecho 1 o percurso, em conduta 1, entre a entrada na torre de tomada de água e a derivação e por trecho 2 o percurso, em conduta 2, desde a derivação à extremidade de jusante da conduta. Optou-se por colocar a derivação na zona inferior da conduta 1 para permitir a purga em caso de reparação da conduta.

Denominou-se ainda por curva 1 e 2 as curvas da conduta 1, localizadas imediatamente a jusante da torre de tomada de água e descarga de fundo e por curva 3 a curva localizada a montante da derivação de caudal ecológico, no interior da câmara de controlo.

Não se conhecendo o circuito hidráulico de distribuição, optou-se por garantir a disponibilidade de carga necessária ao escoamento do caudal ecológico, na situação mais condicionante, com a albufeira ao nível mínimo de exploração. Como tal, determinou-se a carga no ponto de derivação, H_1 , considerando-se as perdas de carga associadas ao trecho 1. Em seguida, determinou-se a carga necessária, H_2 , também no ponto de derivação, para garantir o caudal de ecológico no trecho 2. Considerou-se garantido o caudal ecológico pela verificação da condição $H_1 > H_2$, para a qual:

$$H_1 = NME - \sum \Delta H_1 \geq Z_{valv} + \frac{v_{valv}^2}{2g} + \sum \Delta H_2 = H_2 \quad (7.10)$$

onde:

$\sum \Delta H_1$ - perdas de carga, contínuas e singulares no trecho 1;

$\sum \Delta H_2$ - perdas de carga, contínuas e singulares no trecho 2;

Z_{valv} - cota do eixo da válvula no trecho 2, com o valor de 113,50m;

$\frac{v_{valv}^2}{2g}$ - carga cinética sobre o eixo da válvula no trecho 2.

Da análise dimensional, verifica-se que os escoamentos em pressão em condutas circulares, são regidos pela expressão (7.11).

$$J = \frac{f U^2}{D 2g} \quad (7.11)$$

O factor de resistência f , foi obtido da expressão proposta por Colebrooke e White, válida em todo o domínio dos escoamentos turbulentos, dada por:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{f}} \right) \quad (7.12)$$

onde:

$\frac{\varepsilon}{D}$ - rugosidade relativa, onde se admitiu um valor de rugosidade absoluta, ε , de 0,15mm;

Re - número de Reynolds, dado por:

$$Re = \frac{VD}{\nu} \quad (7.13)$$

em que:

ν - viscosidade cinemática da água dada por $1,01 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$, para condições de temperatura a 20°C e pressão atmosférica.

No Quadro 7.6 apresentam-se os diâmetros e comprimentos para as condutas de cada circuito.

Quadro 7.6 - Características das condutas .

	Conduta 1	Conduta 2
Diâmetro (mm)	500	100
L (m)	171	4,75

As perdas de cargas contínuas, determinadas pela utilização das expressões (7.11) e (7.12), são apresentadas no Quadro 7.7.

Quadro 7.7 - Perdas de carga contínuas.

	ΔH contínuas (m)
Conduta 1	1,13
Conduta 2	0,23

No Quadro 7.8 apresentam-se os valores relativos às perdas de carga singulares, determinadas pela expressão (7.2), com os valores de coeficiente de perdas de carga, K , obtidos de Lencastre (1996).

Quadro 7.8 - Perdas de carga singulares.

	K	ΔH singulares (m)
Entrada	0,50	0,03
Grelha	0,71	0,04
Curva 1 em perfil	0,10	0,15
Curva 2 em perfil	0,11	0,02
Curva 3 em planta	0,13	0,03

Da aplicação das expressões (7.11) a (7.12), determinou-se a carga sobre o ponto de derivação, H_1 , resultando o valor de 118,60m. A carga mínima, no ponto de derivação, para escoar o caudal ecológico, H_2 , resultou em 114,40m, pelo que, se verifica a condição dada por $H_1 > H_2$.

7.4. Equipamentos hidromecânicos

Os acessórios hidromecânicos utilizados no sistema de tomada de água e descarga de fundo permitem o controlo do escoamento nas condutas e são apresentados no Desenhos 5.

Na torre de tomada de água, foram adoptadas comportas com a função de obturar as condutas e interromper o escoamento do caudal de distribuição e descarga de fundo. Foi prevista a colocação, na torre, de servomotores com a função de controlar as comportas.

Na conduta de caudal ecológico, previu-se a adopção de duas válvulas de cunha com vedação perimetral, com função de isolamento e de controlo de caudal. A opção por estas válvulas relaciona-se o seu esquema linear, no qual o escoamento não sofre alterações quando a válvula se apresenta com abertura total, evitando-se assim a ocorrência de perdas de carga. Por outro lado, no esquema de funcionamento da válvula de cunha, o escoamento não contacta com a haste de comando o que confere a este tipo de válvula, em comparação com outros esquemas, elevada resistência a elementos abrasivos no escoamento.

Para a medição e controlo de caudal na conduta de caudal ecológico, previu-se a adopção de um medidor por ultrassons, cujo funcionamento se baseia na influência do escoamento na velocidade de propagação dos sinais. Este tipo de medidor tem a vantagem de não interferir nas condições de escoamento, pelo que, não está associado à ocorrência de perdas de carga. Relativamente às indicações de instalação, exigem-se comprimentos rectilíneos mínimos, a montante e jusante, de cerca de três vezes o diâmetro.

8. Considerações finais

A elaboração do presente trabalho constituiu uma oportunidade para consolidar e aplicar conhecimentos adquiridos no decorrer do curso e para a aquisição de novos em diversas áreas. A este respeito, constituiu um pretexto para firmar, por via da consulta de manuais de utilização e tutoriais, conhecimentos relativos a aplicações informáticas. Pela sua aplicabilidade à Engenharia Civil, destacaram-se as seguintes:

- ArcGIS - utilizado na determinação das características da bacia hidrográfica, em especial com recurso às ferramentas hidrológicas, aplicáveis a RASTER;
- Macros em VB no MS-Excel - para a elaboração de rotinas de cálculo em Visual Basic, em especial no tratamento de grandes quantidades de dados de precipitações;
- HEC-RAS - indicado para a obtenção de características de escoamento em superfície livre em canais e no curso de água;
- HEC-HMS - com aplicação à obtenção de hidrogramas de cheia por aplicação de modelos de transformação de precipitação em escoamento;
- AutoCAD Civil3D - utilizado como ferramenta de desenho, útil na obtenção de perfis do terreno e da barragem e na determinação de volumes de aterro;
- GEO - SLOPE - útil na determinação de redes de percolação na barragem e no estudo de estabilidade de maciços.

Relativamente às metodologias na base deste trabalho, procurou-se seguir, a nível de anteprojecto, o disposto na regulamentação Portuguesa, com especial ênfase nos seguintes: RSB, NOIB, RPB e NPB. A este respeito, retiraram-se lições sobre o que é exigido num projecto real e as diferenças relativamente ao que foi feito, a nível de projecto académico.

Considerou-se necessário assumir pressupostos na base do dimensionamento dos órgãos, por forma a concentrar o estudo nos objectivos da dissertação, pelo que, a aplicabilidade das soluções dimensionadas, a um projecto real, implicaria o estudo e verificação dos pressupostos e levaria consequentemente a adaptações no projecto.

Bibliografia

BRANDÃO, C. e RODRIGUES, R. e COSTA, J.P. - *Análise de fenómenos extremos. Precipitações intensas em Portugal Continental. Direcção dos Serviços de Recursos Hídricos*. Lisboa: DSRH, Instituto da Água, INAG, 2001.

Engineers, United States Army Corps of. *Hydraulic Design Criteria*. Vicksburg: Waterways Experiment Station, 1970.

Geocontrolo, Geoplano AHERNE e Geohiser. "Estudo geológico-geotécnico da barragem da Amoreira." 2004.

HASENACK, H., E. WEBER, S. M. C. FERNANDES, R.J. JONAS, e DUARTE. - *Processamento e organização de modelos digitais de elevação contínuos para os países de língua portuguesa a partir do SRTM*. Porto Alegre: UFRGS Centro de Ecologia, 2010.

HIPÓLITO, J.R. e VAZ, A.C. - *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa: IST Press, 2011.

LENCASTRE, A. - *Hidráulica geral*. Coimbra: Gráfica de Coimbra, 1996.

MARCELINO, João. - *Projecto, Construção e Exploração de Pequenas Barragens de Aterro : Aspectos Geotécnicos*. Lisboa: LNEC, 2008.

PINHEIRO, A. N. - *Descarregadores de Cheias. Dimensionamento e Implantação. Folhas de Apoio à Cadeira de Estruturas Hidráulicas*. Lisboa: IST, 2005.

PINHEIRO, A. N. - *Obras de Desvio Provisório. Folhas de Apoio à Cadeira de Estruturas Hidráulicas*. Lisboa: IST, 2002.

PINHEIRO, A. N. - *Obras de Dissipação de Energia. Folhas de Apoio à Cadeira de Estruturas Hidráulicas*. Lisboa: IST, 2009.

PINHEIRO, A. N. - *Tomadas de Água em Albufeiras. Folhas de Apoio à Cadeira de Estruturas Hidráulicas*. Lisboa: IST, 2006.

PORTELA, M. M. - *Modelação Hidrológica. Folhas de apoio à disciplina de Modelação e Planeamento de Recursos Hídricos*. Lisboa: IST, 2006.

QUINTELA, A. C. - *Hidráulica. 10.ª Edição*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian, 1981.

QUINTELA, A.C. - *Folhas de Apoio à Cadeira de Estruturas Hidráulicas*. Lisboa: IST, 1990.

QUINTELA, A.C. - *Hidrologia e Recursos Hídricos*. Lisboa: IST, 1996.

Sítios da internet

Agência Portuguesa Do Ambiente. - *Atlas do ambiente*. Instituto do Ambiente - <http://sniamb.apambiente.pt/webatlas/> (consultado em 2012).

Centro de Ecologia Laboratório de Geoprocessamento - <http://www.ecologia.ufrgs.br/labgeo> (consultado em 2012).

Food and Agriculture Organization of the United Nations - <http://www.fao.org> (consultado em 2012).

Instituto Geográfico Português - <http://www.igeo.pt/> (Consultado em 2012).

SNIRH – <http://snirh.pt> (Consultado em 2012).

RODNEY HUNT - <http://www.rodneyhunt.com> (Consultado em 2012).

Regulamentos

EC7 (1997) - Eurocode 7 - EN 1997-1- Geotechnical Design. Part 1: General Rules. European Standard, CEN.

Normas de Observação e Inspeção de Barragens (Decreto-Lei n.º 847/93 de 10 de Setembro).

Normas de Projecto de Barragens (Decreto-Lei n.º 846/93 de 10 de Setembro).

Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei n.º 344/07 de 14 de Outubro).

Regulamento de Pequenas Barragens (Decreto-Lei n.º 409/93 de 14 de Dezembro).

ANEXOS

Anexo A – Séries de precipitação máxima anual diária

Ano Hidrológico	Data da ocorrência	Pedrogão do Alentejo	Herdade de Valada	Sobral da Adiça	Serpa	Amareleja	Precipitação na bacia ponderada
1980	16-10-1980	20,40	24,00	3,40	22,30	28,00	23,23
1981	19-09-1982	19,30	69,30	24,10	29,40	60,50	58,65
1982	07-11-1982	56,60	35,00	48,20	36,40	47,40	39,60
1983	14-11-1983	25,50	62,50	49,00	60,00	80,80	54,62
1984	20-10-1984	23,50	29,20	26,20	28,80	27,20	27,99
1985	16-09-1986	42,00	76,40	77,00	66,00	77,70	69,08
1986	12-10-1986	42,00	44,20	71,00	22,50	24,00	43,74
1987	07-11-1987	36,00	32,30	27,30	0,00	41,00	33,09
1988	09-04-1989	40,00	39,00	56,50	20,10	33,00	39,22
1989	14-10-1989	34,20	67,70	7,00	102,10	57,50	60,55
1990	06-12-1990	19,90	24,40	8,00	5,20	2,70	23,44
1991	26-09-1992	18,50	35,00	25,00	29,90	30,60	31,49
1992	13-03-1993	25,50	24,20	14,00	18,90	13,50	24,47
1993	01-11-1993	81,00	60,00	61,30	89,80	39,00	64,47
1994	13-02-1995	16,50	35,50	42,30	41,00	27,30	31,46
1995	06-05-1996	22,00	59,50	45,20	32,00	37,70	51,52
1996	11-12-1996	27,50	48,00	84,00	4,70	28,20	43,65
1997	06-11-1997	124,20	87,00	122,00	107,00	79,40	94,93
1998	19-09-1999	59,50	60,00	36,00	15,00	56,50	59,88
1999	20-10-1999	30,50	31,00	37,50	47,00	43,00	30,90
2000	22-12-2000	61,50	95,00	73,00	72,00	58,00	87,87
2001	16-09-2002	32,60	57,00	25,80	29,10	27,00	51,80
2002	14-11-2002	19,20	24,20	22,30	17,70	19,90	23,14
2003	01-10-2003	16,90	41,70	30,70	24,60	26,40	36,42
2004	12-05-2005	24,40	17,80	28,30	18,00	18,30	19,21
2005	19-11-2005	16,10	26,50	16,30	35,00	9,40	24,28
2006	23-10-2006	40,30	66,20	69,80	37,00	42,40	60,69
2007	03-10-2007	13,90	26,20	11,80	12,40	12,50	23,58

Anexo B – Demonstração de expressões

Demonstração da expressão (3.6)

Considere-se uma fatia, do prisma de impulsões representado na Figura 3.7, com comprimento infinitesimal dx representado na seguinte figura.

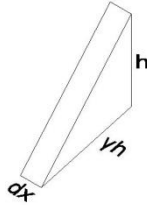


Figura A.0.1 - Parcela de volume infinitesimal das impulsões no canal colector.

O volume da parcela infinitesimal é dado por pela expressão (A.1).

$$V_{dx} = \frac{1}{2} \gamma h^2 dx \quad (\text{A.1})$$

Considere-se a Figura 3.7, em que por simplificação admitiu-se a variação da altura do escoamento ao longo do canal traduzida por uma função linear dada pela expressão (A.2).

$$h = z = \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + h_1 \quad (\text{A.2})$$

A variação da pressão hidrostática na base da parede do canal varia segundo a altura de escoamento, pelo da expressão (A.3) resulta:

$$\gamma h = y = \gamma \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + \gamma h_1 \quad (\text{A.3})$$

das expressões (A.1), a (A.3) resulta que o volume infinitesimal de uma secção genérica de espessura dx , no prisma indicado na Figura 3.7, é dado por:

$$V_{dx} = \frac{1}{2} \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + h_1 \right) \left(\gamma \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + \gamma h_1 \right) dx = \frac{1}{2} \gamma \left(\frac{(h_2 - h_1)^2}{L^2/\cos^2\theta} x^2 + 2h_1 \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} + h_1^2 \right) dx \quad (\text{A.4})$$

Da integração da função do volume da parcela infinitesimal, dada pela expressão (A.4) em x , obtém-se o volume total do prisma da Figura 3.7, dado por:

$$\pi_{\eta} = V_t = \int_0^{\frac{L}{\cos\theta}} \frac{1}{2} \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + h_1 \right) \left(\gamma \frac{(h_2 - h_1)}{L/\cos\theta} x + \gamma h_1 \right) dx = \frac{1}{2} \gamma \frac{L}{\cos\theta} \left[\frac{(h_2 - h_1)^2}{3} + h_1(h_2 - h_1) + h_1^2 \right] \quad (\text{A.5})$$

Demonstração da expressão (3.12)

Considere-se o prisma da Figura 3.10. A parcela infinitesimal do prisma representativo do volume de água contido no canal colector é representada pela figura seguinte.

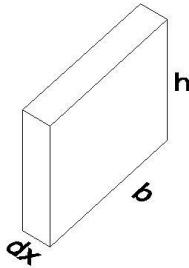


Figura A.0.2 - Parcela de volume infinitesimal de água no canal colector.

Considere-se o volume, da parcela infinitesimal da Figura A.2, dado pela expressão (A.6).

$$V_{dx} = \gamma b h dx \quad (\text{A.6})$$

Note-se que no canal colector, Figura 3.10, a altura, h , varia segundo a função dada por:

$$h = z = \frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 \quad (\text{A.7})$$

e a largura do colector varia segundo a expressão (A.8).

$$y = b = \frac{(b_2 - b_1)}{L} x + b_1 \quad (\text{A.8})$$

Das expressões (A.6) a (A.8), resulta que o volume infinitesimal de uma secção genérica de espessura dx , no prisma indicado na Figura 3.9, é dado pela expressão (A.9).

$$V_{dx} = \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 \right) \left(\frac{(b_2 - b_1)}{L} x + b_1 \right) dx = \left(\frac{(h_2 - h_1)(b_2 - b_1)}{L^2} x^2 + \frac{h_1(b_2 - b_1)}{L} x + \frac{b_1(h_2 - h_1)}{L} x + b_1 h_1 \right) dx \quad (\text{A.9})$$

Integrando a função dada por (A.9), do volume da parcela infinitesimal, em x , obtém-se o volume total do prisma, representativo do volume de água no canal:

$$V_t = \int_0^L \left(\frac{(h_2 - h_1)}{L} x + h_1 \right) \left(\frac{(b_2 - b_1)}{L} x + b_1 \right) dx = L \left[\frac{1}{3} (b_2 - b_1)(h_2 - h_1) + \frac{h_1}{2} (b_2 - b_1) + \frac{b_1}{2} (h_2 - h_1) + b_1 h_1 \right]$$

(A.10)

Anexo C – Descarga do caudal de dimensionamento para T=1000 anos

Tempo (h)	Precipitação (mm)	Q afluente (m ³ /s)	Nível da albufeira (m)	Q descarregado (m ³ /s)
0,00	0,00	0,00	137,50	0,00
0,25	0,89	0,00	137,50	0,00
0,50	0,89	0,10	137,50	0,00
0,75	0,89	0,20	137,50	0,00
1,00	0,89	0,50	137,50	0,00
1,25	0,97	0,90	137,50	0,00
1,50	0,97	1,70	137,50	0,00
1,75	0,97	2,70	137,50	0,00
2,00	0,97	4,20	137,50	0,01
2,25	1,18	6,20	137,50	0,01
2,50	1,18	8,60	137,50	0,03
2,75	1,18	11,60	137,51	0,05
3,00	1,18	15,20	137,51	0,09
3,25	1,33	19,20	137,51	0,14
3,50	1,33	23,60	137,52	0,23
3,75	1,33	28,50	137,52	0,36
4,00	1,33	33,80	137,53	0,53
4,25	1,86	39,30	137,53	0,76
4,50	1,86	45,20	137,54	1,07
4,75	1,85	51,30	137,55	1,47
5,00	1,86	57,60	137,56	1,96
5,25	3,51	64,30	137,58	2,58
5,50	3,51	71,80	137,59	3,33
5,75	3,51	80,10	137,61	4,24
6,00	3,51	89,50	137,62	5,35
6,25	17,05	102,20	137,64	6,67
6,50	17,05	120,60	137,66	8,31
6,75	17,05	146,20	137,69	10,33
7,00	17,05	180,20	137,71	12,48
7,25	2,38	221,60	137,74	15,32
7,50	2,38	270,60	137,78	19,05
7,75	2,38	326,90	137,82	23,91
8,00	2,38	388,20	137,88	30,13
8,25	1,54	450,50	137,94	37,86
8,50	1,54	507,70	138,01	47,05

Tempo (h)	Precipitação (mm)	Q afluente (m ³ /s)	Nível da albufeira (m)	Q descarregado (m ³ /s)
8,75	1,54	554,00	138,09	57,04
9,00	1,54	587,00	138,16	65,92
9,25	1,06	606,80	138,24	74,99
9,50	1,06	614,30	138,31	83,88
9,75	1,06	610,50	138,39	92,32
10,00	1,06	597,40	138,46	100,10
10,25	0,00	576,20	138,53	107,15
10,50	0,00	547,90	138,60	113,44
10,75	0,00	514,60	138,66	119,01
11,00	0,00	476,20	138,72	123,91
11,25	0,00	434,80	138,77	128,16
11,50	0,00	393,10	138,81	131,80
11,75	0,00	353,40	138,85	134,88
12,00	0,00	317,70	138,88	137,65
12,25	0,00	285,30	138,91	140,31
12,50	0,00	255,80	138,94	142,46
12,75	0,00	228,70	138,96	144,16
13,00	0,00	204,10	138,97	145,43
13,25	0,00	181,80	138,98	146,32
13,50	0,00	160,60	138,99	146,86
13,75	0,00	141,50	138,99	147,07*
14,00	0,00	124,40	138,99	146,98
14,25	0,00	109,20	138,99	146,64
14,50	0,00	95,90	138,98	146,07
14,75	0,00	84,00	138,97	145,31
15,00	0,00	73,60	138,96	144,39
15,25	0,00	64,50	138,95	143,33
15,50	0,00	56,60	138,93	142,15
15,75	0,00	49,70	138,92	140,88
16,00	0,00	43,60	138,90	139,53
16,25	0,00	38,30	138,89	138,11
16,50	0,00	33,70	138,87	136,65
16,75	0,00	29,60	138,85	135,44
17,00	0,00	26,00	138,84	134,19
17,25	0,00	22,80	138,82	132,92
17,50	0,00	20,00	138,81	131,62
17,75	0,00	17,50	138,79	130,29
18,00	0,00	15,40	138,78	128,95

* Caudal máximo descarregado, utilizado no dimensionamento do canal de encosta e da bacia de dissipação.

Anexo D – Curva de regolfo no caudal de encosta

Distância à secção de jusante (m)	Fundo do canal (m)	Altura (m)	Velocidade (m/s)	N.º Froude	Altura min. parede (m)	Altura parede adoptada (m)
47,43	128,76	2,71	5,16	1,00	3,58	3,60
46,63	128,51	2,22	6,32	1,35	3,13	3,56
45,83	128,26	2,03	6,89	1,54	2,95	3,53
44,37	127,83	1,84	7,63	1,80	2,79	3,53
42,92	127,41	1,70	8,24	2,02	2,67	3,53
41,46	126,98	1,60	8,76	2,21	2,58	3,53
40,01	126,56	1,51	9,22	2,39	2,50	3,53
38,55	126,13	1,45	9,65	2,56	2,46	3,53
37,10	125,70	1,40	10,04	2,71	2,42	3,53
35,64	125,28	1,34	10,41	2,86	2,37	3,53
34,19	124,85	1,30	10,75	3,01	2,34	3,53
32,73	124,43	1,26	11,08	3,14	2,31	3,53
31,28	124,00	1,23	11,38	3,28	2,28	3,53
29,82	123,57	1,20	11,68	3,40	2,26	3,53
28,37	123,15	1,17	11,95	3,52	2,24	3,53
26,91	122,72	1,15	12,22	3,64	2,23	2,29
26,13	122,48	1,13	12,37	3,71	2,21	2,25
25,34	122,24	1,12	12,51	3,77	2,20	2,21
24,56	121,97	1,11	12,67	3,85	2,20	2,21
23,77	121,70	1,09	12,83	3,92	2,18	2,20
22,97	121,40	1,08	13,00	4,00	2,18	2,19
22,17	121,11	1,06	13,16	4,07	2,16	2,18
21,36	120,79	1,05	13,34	4,16	2,15	2,20
20,55	120,47	1,04	13,52	4,24	2,15	2,22
19,73	120,12	1,02	13,71	4,33	2,13	2,27
18,90	119,77	1,01	13,89	4,41	2,13	2,31
18,07	119,40	0,99	14,08	4,51	2,11	2,31
17,23	119,02	0,98	14,27	4,60	2,11	2,30
16,38	118,62	0,96	14,48	4,73	2,09	2,31
15,53	118,22	0,93	14,68	4,86	2,06	2,33
14,67	117,79	0,91	14,89	4,99	2,05	2,38
13,80	117,36	0,88	15,09	5,12	2,02	2,43
12,93	116,91	0,86	15,31	5,26	2,00	2,50
12,05	116,45	0,84	15,51	5,40	1,98	2,57
11,17	115,97	0,81	15,72	5,54	1,96	2,67
10,29	115,48	0,80	15,93	5,69	1,95	2,77

Distância à secção de jusante (m)	Fundo do canal (m)	Altura (m)	Velocidade (m/s)	N.º Froude	Altura min. parede (m)	Altura parede adoptada (m)
9,39	114,97	0,78	16,14	5,83	1,93	2,90
8,49	114,46	0,76	16,34	5,98	1,91	3,03
7,59	113,93	0,74	16,55	6,12	1,90	3,56
6,68	113,39	0,73	16,75	6,27	1,89	4,10
5,46	112,66	0,71	17,01	6,44	1,87	4,83
4,24	111,92	0,70	17,26	6,61	1,87	5,57
3,02	111,19	0,68	17,50	6,77	1,85	6,30
1,68	110,39	0,66	17,75	6,99	1,83	7,10
0,84	109,90	0,65	17,90	7,07	1,83	7,55
0,00	109,50	0,69	17,96	7,11	1,88	8,00

Anexo E – Esvaziamento da albufeira

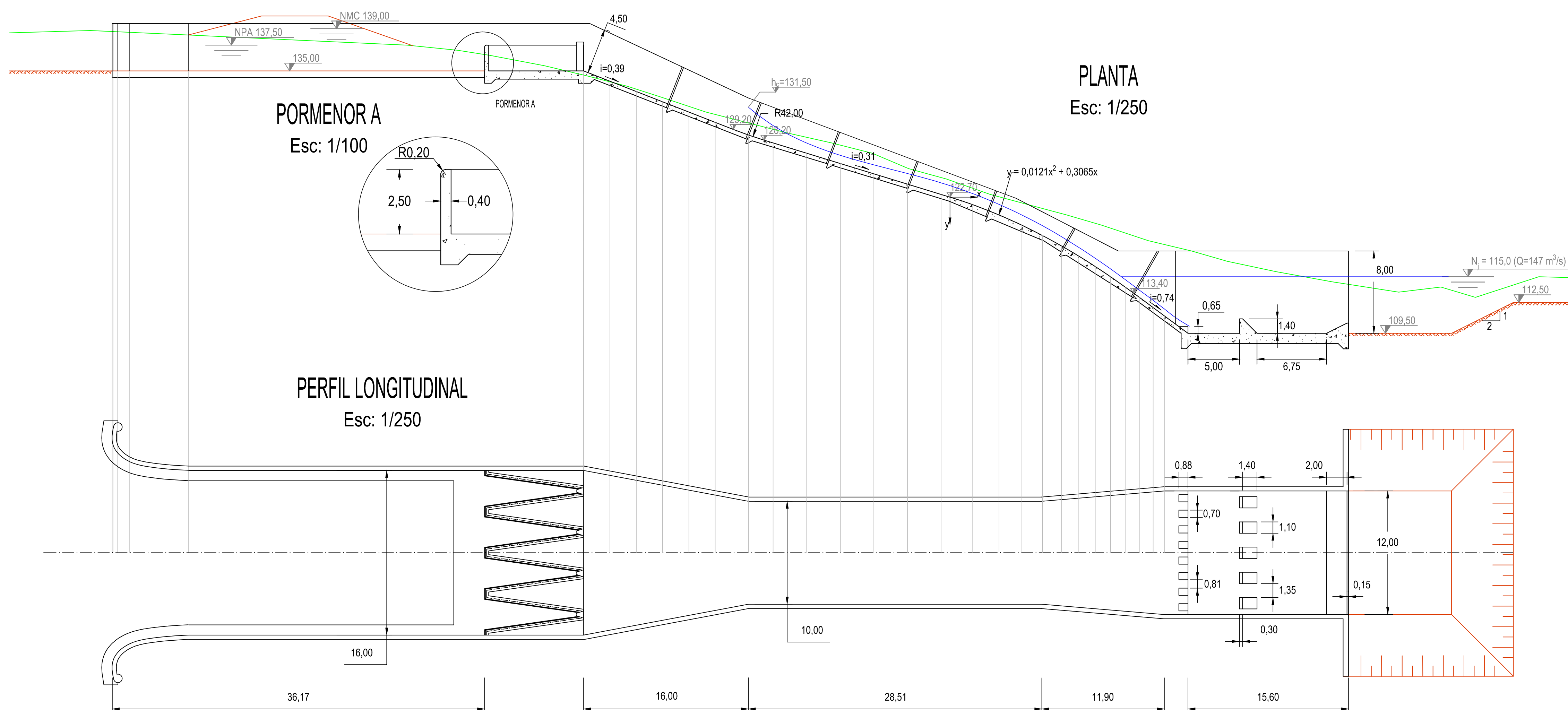
Tempo (dias)	Nível albufeira (m)	Caudal afluyente (m ³ /s)	Energia na secção válvula (m)	Caudal descarregado (m ³ /s)
0,00	137,50	0,32	127,34	6,51
0,21	137,31	0,32	127,24	6,48
0,42	137,25	0,32	127,20	6,47
0,63	137,18	0,32	127,16	6,46
0,83	137,11	0,32	127,13	6,45
1,04	137,04	0,32	127,09	6,44
1,25	136,97	0,32	127,05	6,43
1,46	136,91	0,32	127,02	6,42
1,67	136,84	0,32	126,98	6,41
1,88	136,77	0,32	126,94	6,40
2,08	136,70	0,32	126,91	6,39
2,29	136,64	0,32	126,87	6,38
2,50	136,57	0,32	126,84	6,37
2,71	136,50	0,32	126,80	6,36
2,92	136,44	0,32	126,76	6,35
3,13	136,37	0,32	126,73	6,34
3,33	136,30	0,32	126,69	6,33
3,54	136,23	0,32	126,66	6,32
3,75	136,17	0,32	126,62	6,31
3,96	136,10	0,32	126,58	6,30
4,17	136,04	0,32	126,55	6,29
4,38	135,97	0,32	126,51	6,28
4,58	135,90	0,32	126,48	6,27
4,79	135,84	0,32	126,44	6,26
5,00	135,77	0,32	126,41	6,25
5,21	135,71	0,32	126,37	6,24
5,42	135,64	0,32	126,34	6,23
5,63	135,58	0,32	126,30	6,22
5,83	135,52	0,32	126,27	6,21
6,04	135,45	0,32	126,24	6,20
6,25	135,39	0,32	126,20	6,19
6,46	135,33	0,32	126,17	6,18
6,67	135,27	0,32	126,13	6,17
6,88	135,20	0,32	126,10	6,16
7,08	135,14	0,32	126,07	6,15
7,29	135,08	0,32	126,03	6,14
7,50	135,02	0,32	126,00	6,13

Tempo (dias)	Nível albufeira (m)	Caudal afluyente (m³/s)	Energia na secção válvula (m)	Caudal descarregado (m³/s)
7,71	134,96	0,32	125,97	6,12
7,92	134,89	0,32	125,93	6,11
8,13	134,83	0,32	125,90	6,10
8,33	134,77	0,32	125,87	6,09
8,54	134,71	0,32	125,84	6,08
8,75	134,65	0,32	125,80	6,07
8,96	134,59	0,32	125,77	6,06
9,17	134,53	0,32	125,74	6,05
9,38	134,44	0,32	125,69	6,04
9,58	134,36	0,32	125,65	6,03
9,79	134,28	0,32	125,61	6,01
10,00	134,20	0,32	125,56	6,00
10,21	134,12	0,32	125,52	5,99
10,42	134,04	0,32	125,48	5,97
10,63	133,96	0,32	125,43	5,96
10,83	133,88	0,32	125,39	5,95
11,04	133,80	0,32	125,35	5,94
11,25	133,72	0,32	125,30	5,92
11,46	133,64	0,32	125,26	5,91
11,67	133,56	0,32	125,22	5,90
11,88	133,48	0,32	125,17	5,88
12,08	133,40	0,32	125,13	5,87
12,29	133,32	0,32	125,09	5,86
12,50	133,25	0,32	125,05	5,84
12,71	133,17	0,32	125,01	5,83
12,92	133,09	0,32	124,96	5,82
13,13	133,01	0,32	124,92	5,81
13,33	132,93	0,32	124,88	5,79
13,54	132,83	0,32	124,82	5,78
13,75	132,73	0,32	124,77	5,76
13,96	132,64	0,32	124,72	5,74
14,17	132,54	0,32	124,67	5,73
14,38	132,45	0,32	124,62	5,71
14,58	132,35	0,32	124,57	5,70
14,79	132,25	0,32	124,51	5,68
15,00	132,16	0,32	124,46	5,66
15,21	132,06	0,32	124,41	5,65
15,42	131,97	0,32	124,36	5,63
15,63	131,88	0,32	124,31	5,61

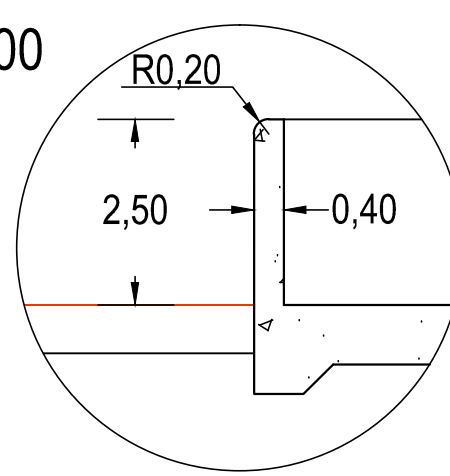
Tempo (dias)	Nível albufeira (m)	Caudal afluyente (m³/s)	Energia na secção válvula (m)	Caudal descarregado (m³/s)
15,83	131,78	0,32	124,26	5,60
16,04	131,69	0,32	124,21	5,58
16,25	131,59	0,32	124,16	5,57
16,46	131,50	0,32	124,11	5,55
16,67	131,41	0,32	124,06	5,53
16,88	131,32	0,32	124,01	5,52
17,08	131,22	0,32	123,96	5,50
17,29	131,13	0,32	123,91	5,49
17,50	131,04	0,32	123,86	5,47
17,71	130,95	0,32	123,81	5,45
17,92	130,86	0,32	123,76	5,44
18,13	130,77	0,32	123,71	5,42
18,33	130,68	0,32	123,67	5,41
18,54	130,59	0,32	123,62	5,39
18,75	130,50	0,32	123,57	5,37
18,96	130,41	0,32	123,52	5,36
19,17	130,32	0,32	123,47	5,34
19,38	130,23	0,32	123,42	5,32
19,58	130,14	0,32	123,38	5,31
19,79	130,05	0,32	123,33	5,29
20,00	129,96	0,32	123,28	5,28
20,21	129,87	0,32	123,23	5,26
20,42	129,79	0,32	123,19	5,24
20,63	129,70	0,32	123,14	5,23
20,83	129,61	0,32	123,09	5,21
21,04	129,53	0,32	123,05	5,20
21,25	129,44	0,32	123,00	5,18
21,46	129,35	0,32	122,95	5,16
21,67	129,27	0,32	122,91	5,15
21,88	129,18	0,32	122,86	5,13
22,08	129,10	0,32	122,81	5,12
22,29	129,01	0,32	122,77	5,10
22,50	128,89	0,32	122,70	5,08
22,71	128,76	0,32	122,64	5,05
22,92	128,64	0,32	122,57	5,03
23,13	128,51	0,32	122,50	5,00
23,33	128,39	0,32	122,43	4,98
23,54	128,26	0,32	122,37	4,96
23,75	128,14	0,32	122,30	4,93

Tempo (dias)	Nível albufeira (m)	Caudal afluyente (m³/s)	Energia na secção válvula (m)	Caudal descarregado (m³/s)
23,96	128,02	0,32	122,23	4,91
24,17	127,89	0,32	122,17	4,88
24,38	127,77	0,32	122,10	4,86
24,58	127,65	0,32	122,04	4,84
24,79	127,50	0,32	121,96	4,81
25,00	127,35	0,32	121,87	4,78
25,21	127,19	0,32	121,79	4,74
25,42	127,04	0,32	121,71	4,71
25,63	126,89	0,32	121,63	4,68
25,83	126,74	0,32	121,55	4,65
26,04	126,59	0,32	121,47	4,62
26,25	126,44	0,32	121,39	4,59
26,46	126,29	0,32	121,31	4,56
26,67	126,14	0,32	121,23	4,53
26,88	126,00	0,32	121,15	4,50
27,08	125,85	0,32	121,07	4,46
27,29	125,71	0,32	120,99	4,43
27,50	125,57	0,32	120,92	4,40
27,71	125,43	0,32	120,84	4,37
27,92	125,29	0,32	120,77	4,34
28,13	125,15	0,32	120,69	4,31
28,33	124,99	0,32	120,61	4,27
28,54	124,80	0,32	120,50	4,23
28,75	124,60	0,32	120,40	4,19
28,96	124,41	0,32	120,30	4,14
29,17	124,22	0,32	120,19	4,10
29,38	124,04	0,32	120,09	4,05
29,58	123,85	0,32	119,99	4,01
29,79	123,67	0,32	119,90	3,97
30,00	123,49	0,32	119,80	3,92
30,21	123,31	0,32	119,70	3,88
30,42	123,13	0,32	119,61	3,83
30,63	122,96	0,32	119,51	3,79
30,83	122,79	0,32	119,42	3,75
31,04	122,62	0,32	119,33	3,70
31,25	122,43	0,32	119,23	3,65
31,46	122,14	0,32	119,07	3,57
31,67	121,86	0,32	118,92	3,50
31,88	121,58	0,32	118,77	3,42

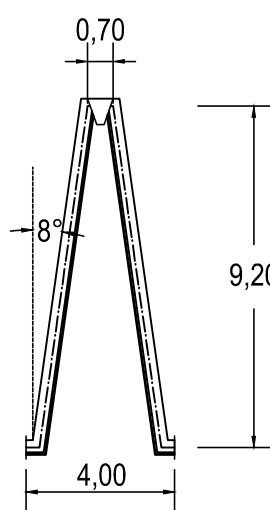
Tempo (dias)	Nível albufeira (m)	Caudal afluyente (m³/s)	Energia na secção válvula (m)	Caudal descarregado (m³/s)
32,08	121,31	0,32	118,63	3,35
32,29	121,05	0,32	118,49	3,27
32,50	120,80	0,32	118,35	3,19
32,71	120,55	0,32	118,22	3,12
32,92	120,31	0,32	118,09	3,04
33,13	120,07	0,32	117,96	2,97



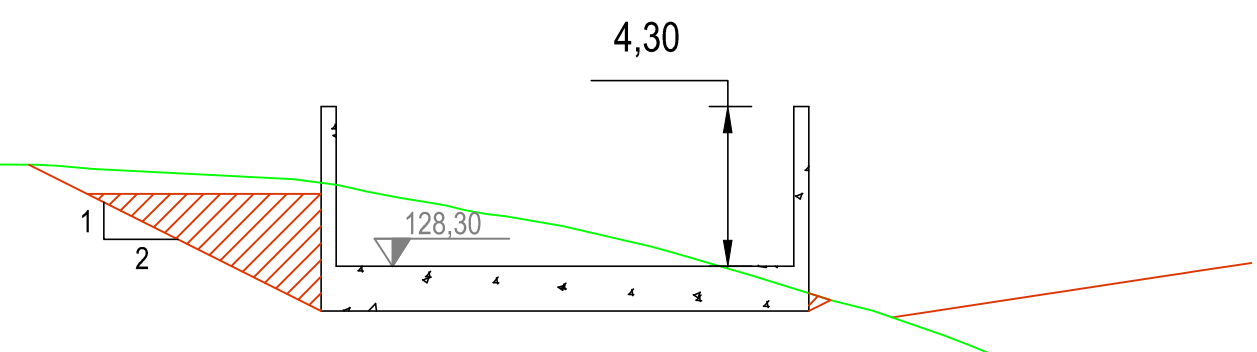
PORMENOR A
Esc: 1/100



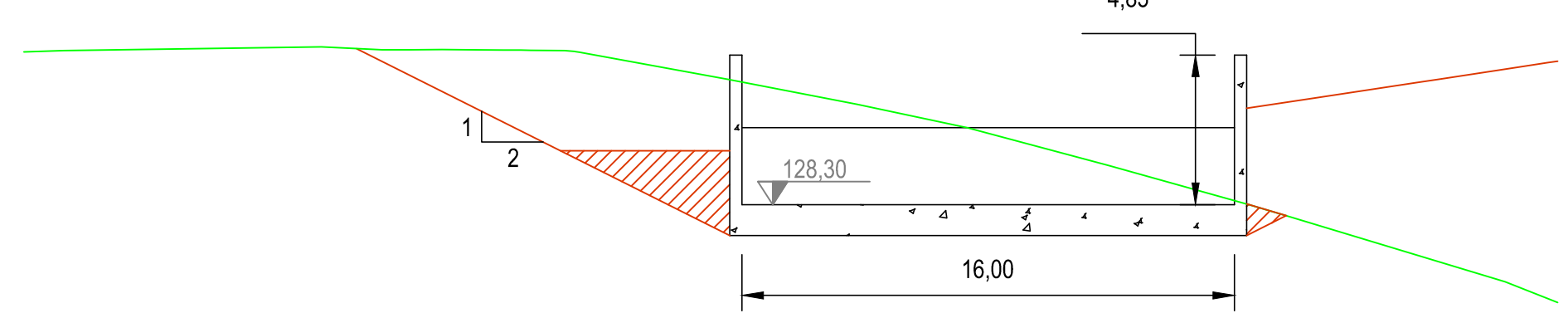
MÓDULO DO DESCARREGADOR
Esc: 1/200



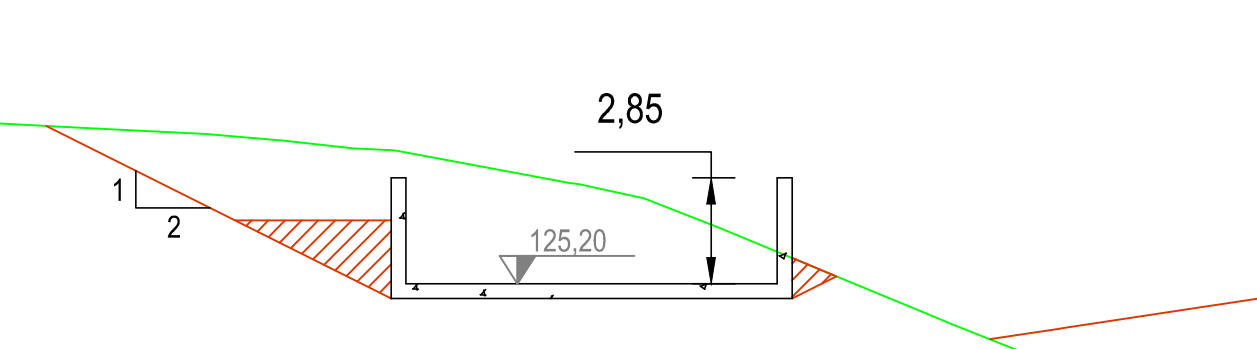
CORTE B - B'
Esc: 1/200



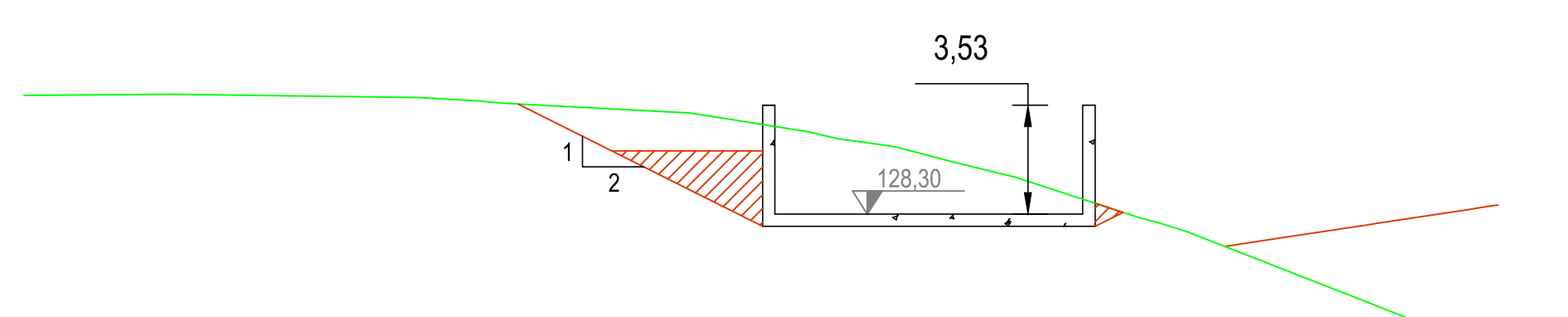
CORTE A - A'
Esc: 1/200



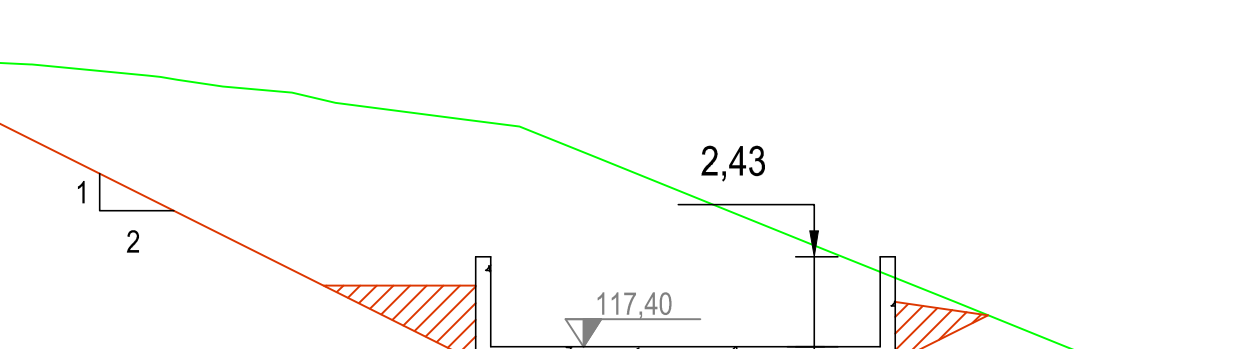
CORTE D - D'
Esc: 1/200



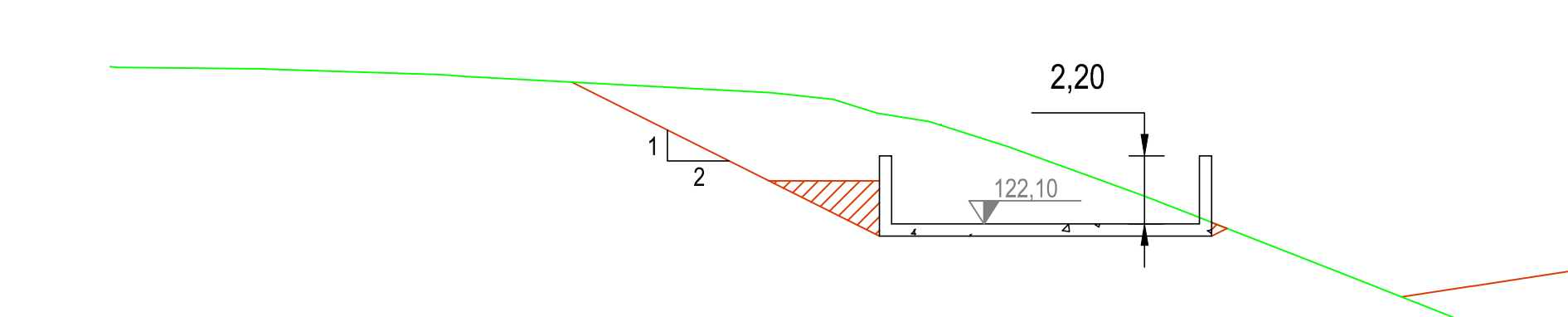
CORTE C - C'
Esc: 1/200



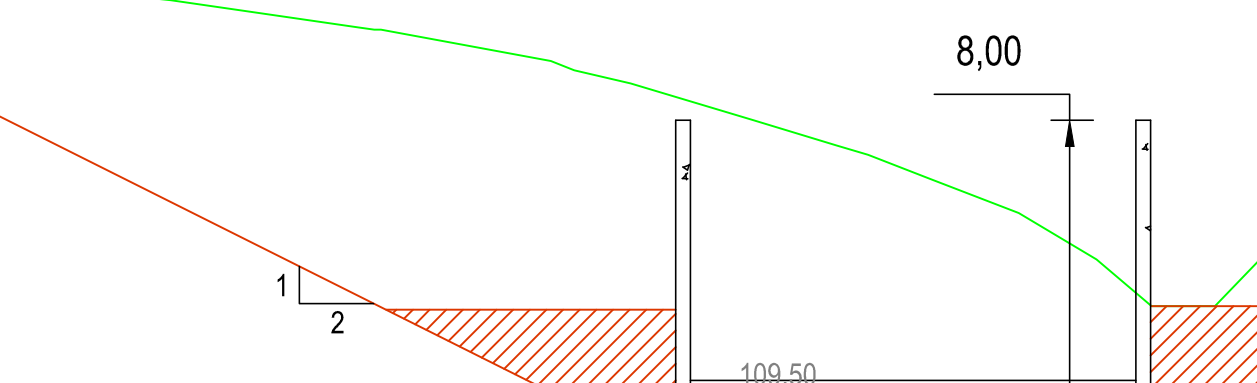
CORTE F - F'
Esc: 1/200



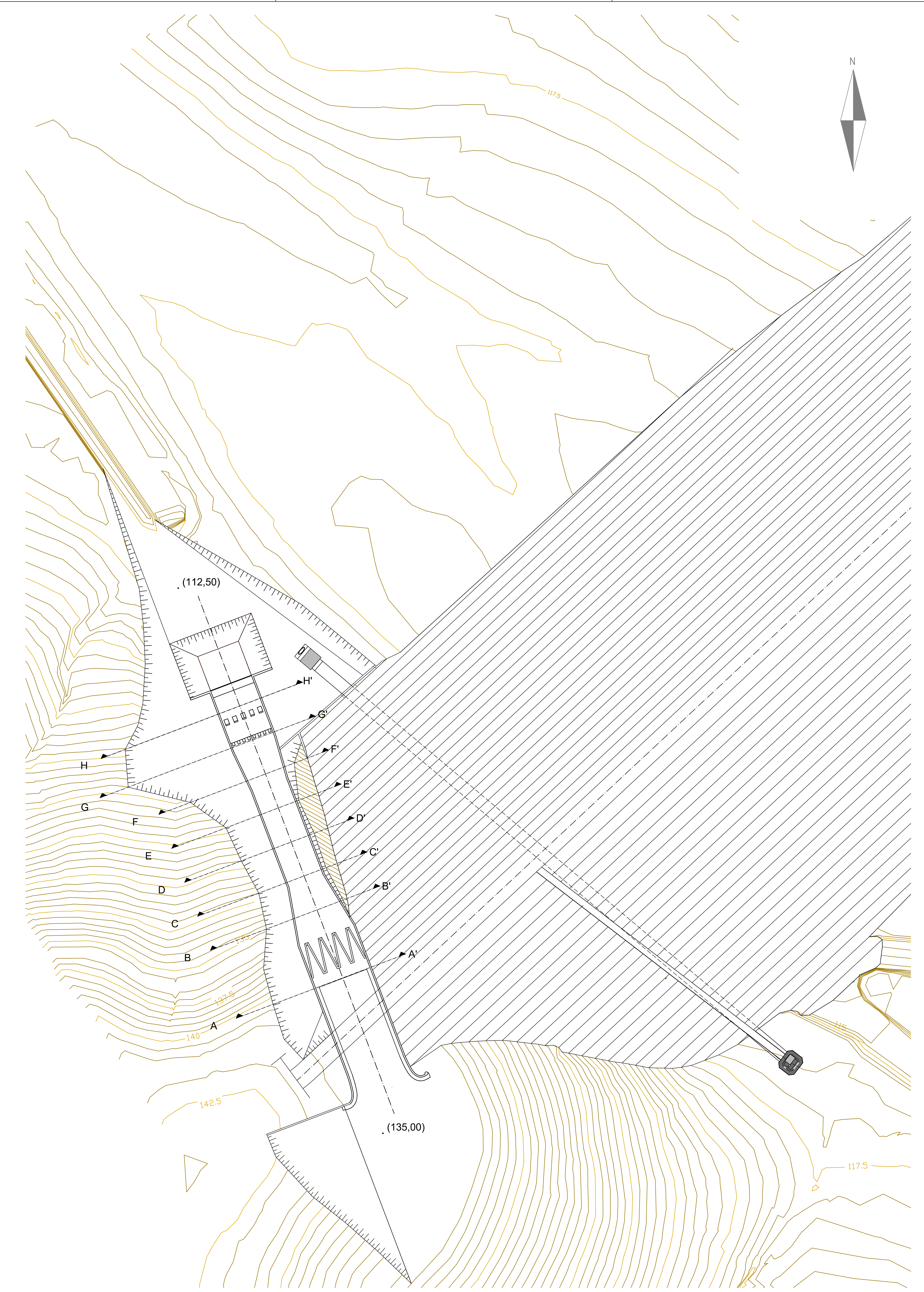
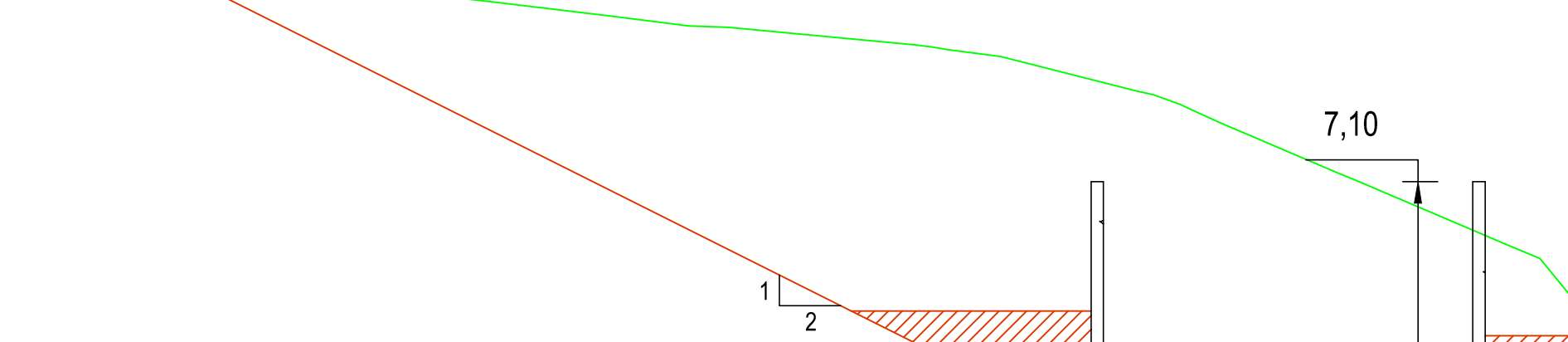
CORTE E - E'
Esc: 1/200



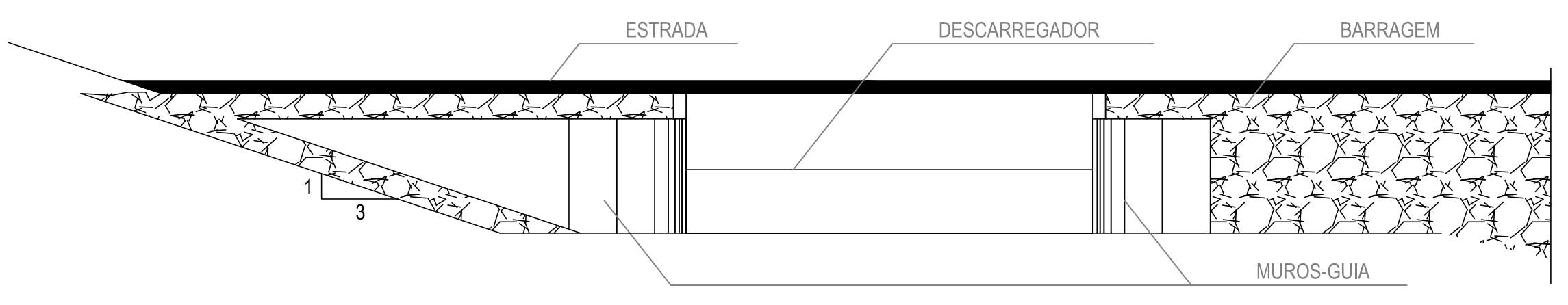
CORTE H - H'
Esc: 1/200



CORTE G - G'
Esc: 1/200



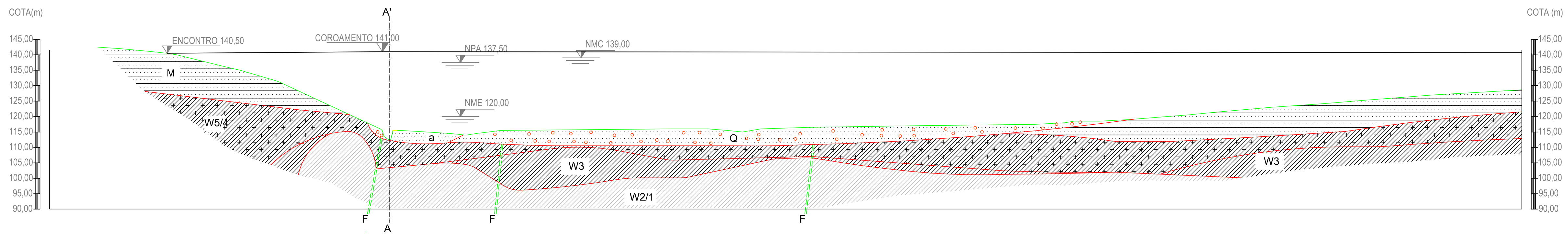
- LEGENDA**
- Terreno natural
 - Alentor escavação



NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	 DESENHO Nº 1
LUÍS AVILÉZ	66482		
ANO: 2012		ESCALA 1/500	
		PLANTA E PERFIS TRANSVERSAIS: DESCARREGADOR DE CHEIAS E TORRE DE TOMADA DE ÁGUA	

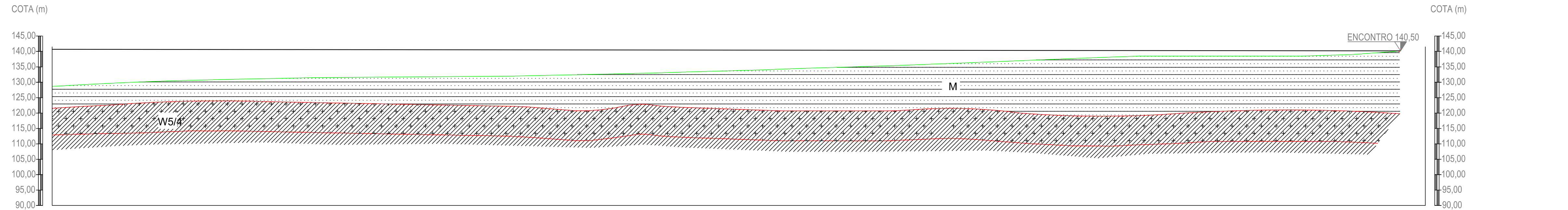
PARTE A - PERFIL AO LONGO DO EIXO

Esc: 1/750



PARTE B - PERFIL AO LONGO DO EIXO

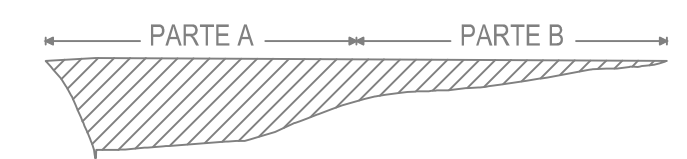
Esc: 1/750



ESQUEMA

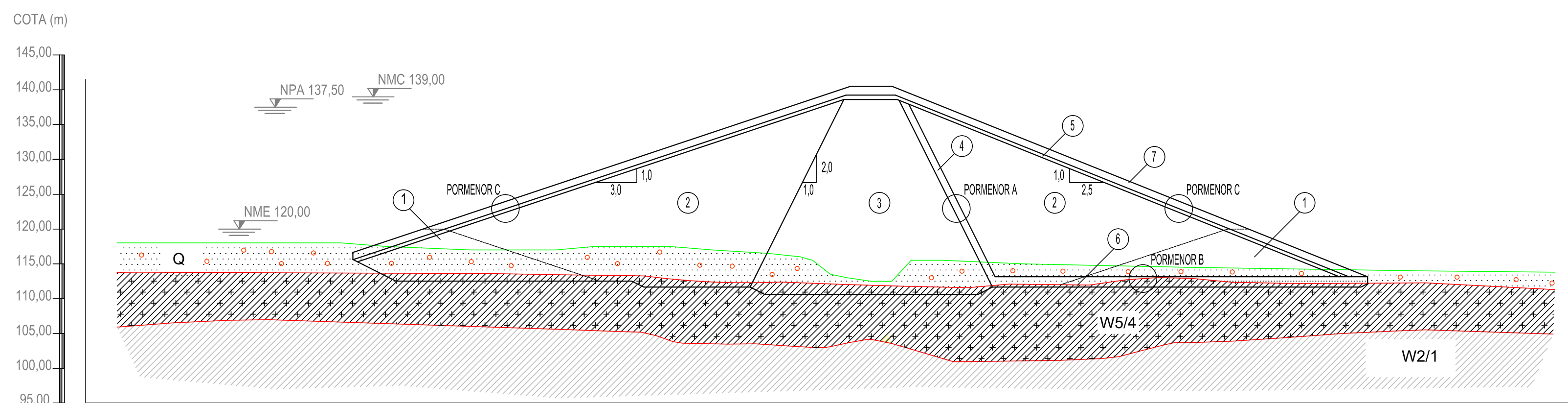
Esc: 1/10000

1H:5V



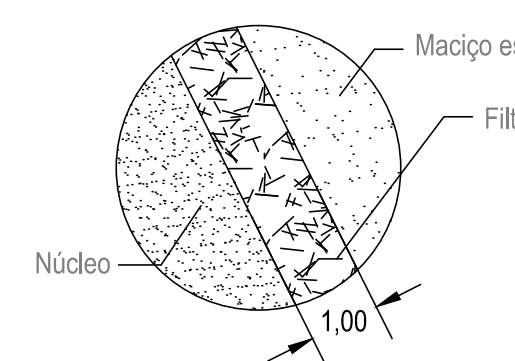
PERFIL A - A'

Esc: 1/500



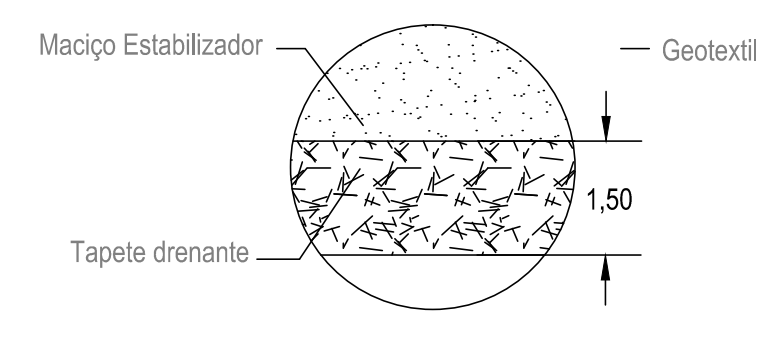
PORMENOR A

Esc: 1/100



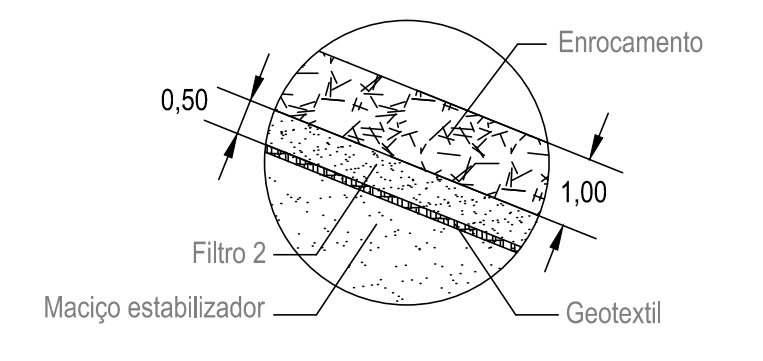
PORMENOR B

Esc: 1/100



PORMENOR C

Esc: 1/100

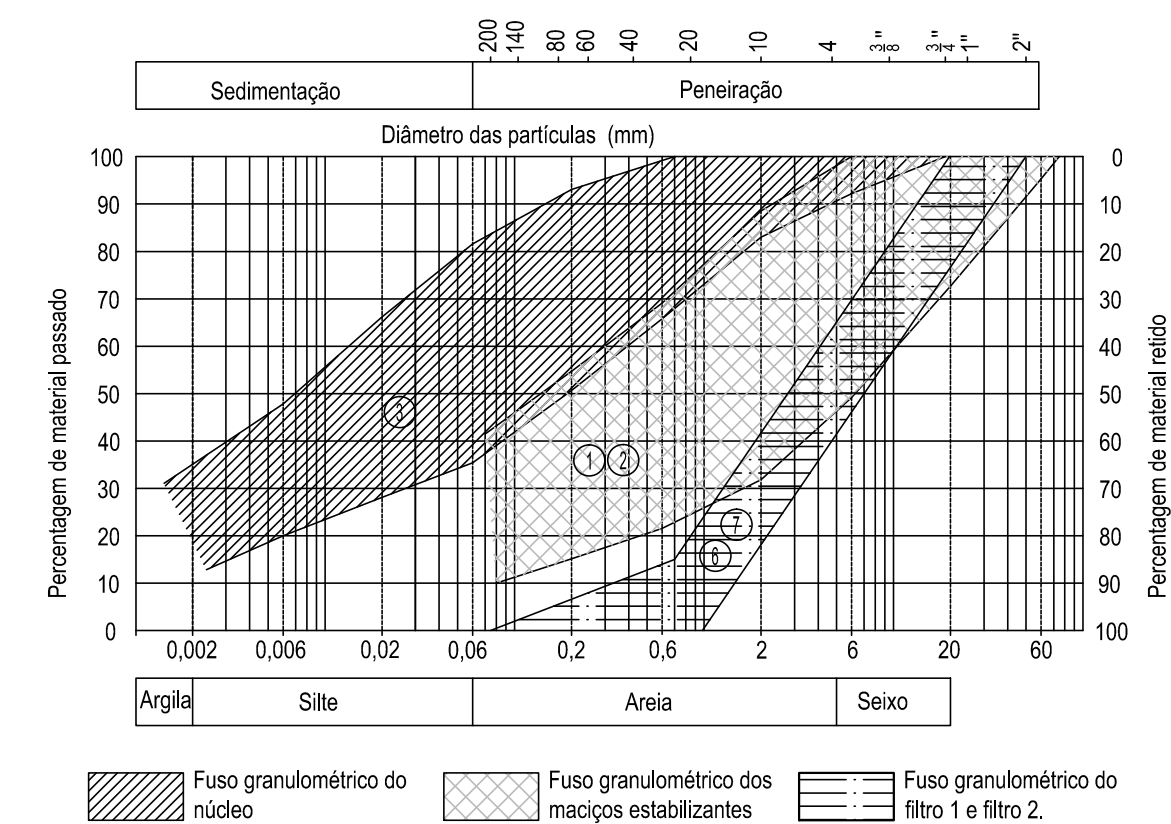


LEGENDA 1: BARRAGEM

- 1 - Enscadeira de montante
- 2 - Maciços estabilizadores
- 3 - Núcleo
- 4 - Filtro 1 - filtro do núcleo
- 5 - Filtro 2 - filtro do maciço
- 6 - Dreno de pé
- 7 - Enrocamento de protecção
- Aterro da barragem

LEGENDA 2: GEOLOGIA

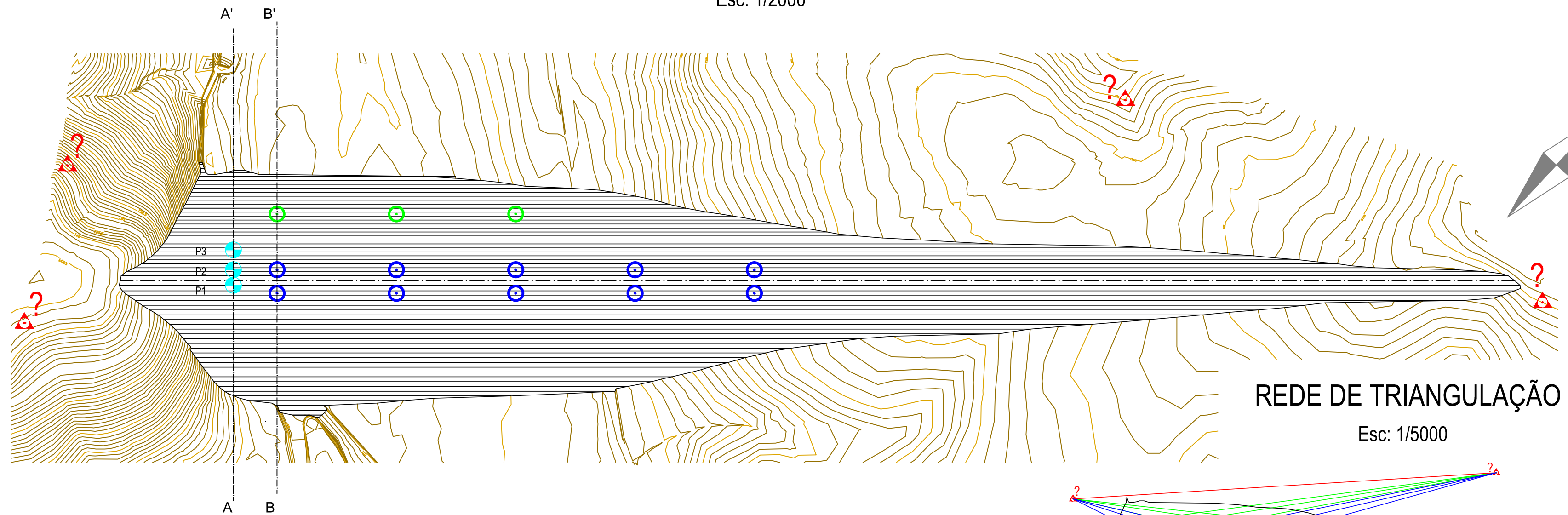
- a - Actual - Aluviões: areia fina, argila e argila cinzenta
- Q - Quaternário - Aluviões abandonadas: predominio dos constituintes finos
- M - Miocénico - Depósitos continentais conglomeráticos, areníticos e margosos
- Maciço granítico decomposto a muito alterado (W5/W4)
- Maciço granítico moderadamente alterado (W3)
- Maciço granítico são ou ligeiramente alterado (W2/W1)
- F - Falha provável
- Limite geológico
- Terreno natural



NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	
LUÍS AVILLEZ	66482		
ANO: 2012			DESENHO Nº 2
CORTES GEOLÓGICOS E ZONAMENTO DA BARRAGEM			

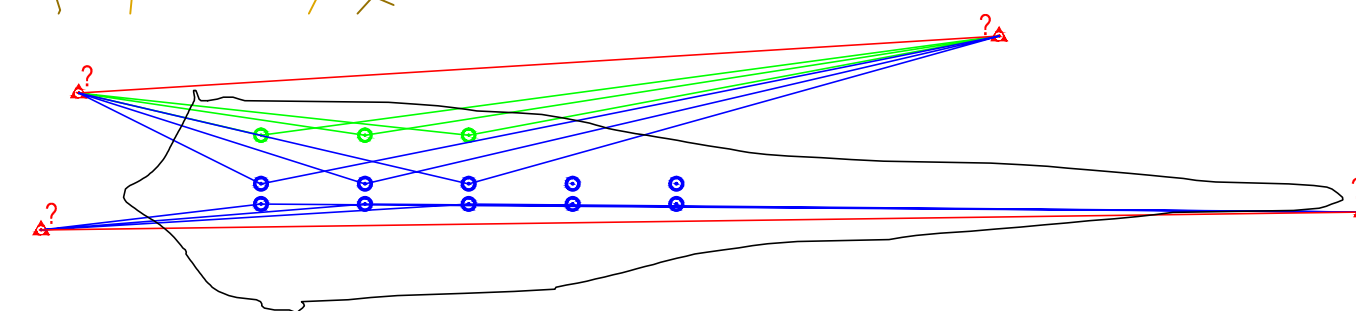
PLANTA

Esc: 1/2000



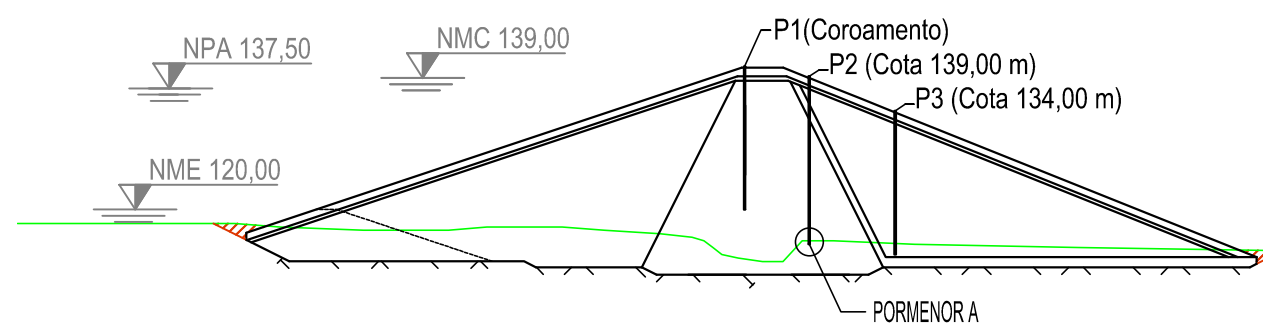
REDE DE TRIANGULAÇÃO

Esc: 1/5000



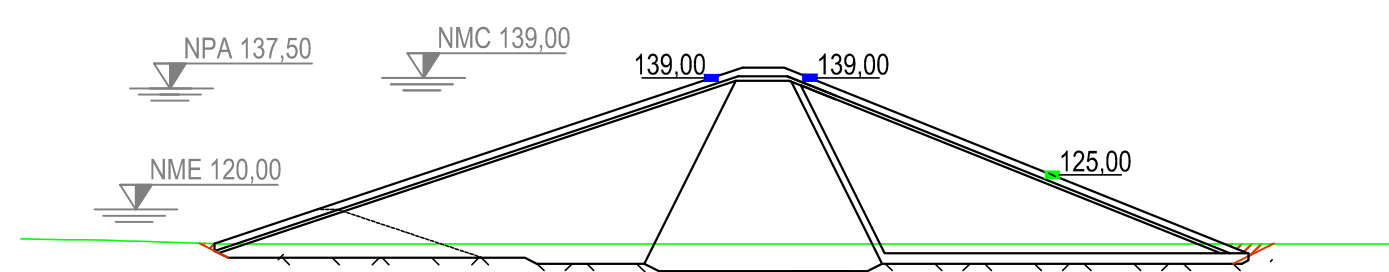
PERFIL INSTRUMENTAÇÃO A-A'

Esc: 1/1000

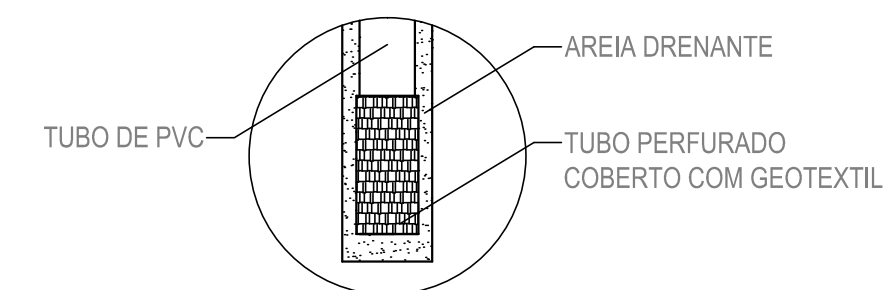


PERFIL INSTRUMENTAÇÃO B-B'

Esc: 1/1000



PORMENOR A



LEGENDA 1: MARCAS SUPERFICIAIS

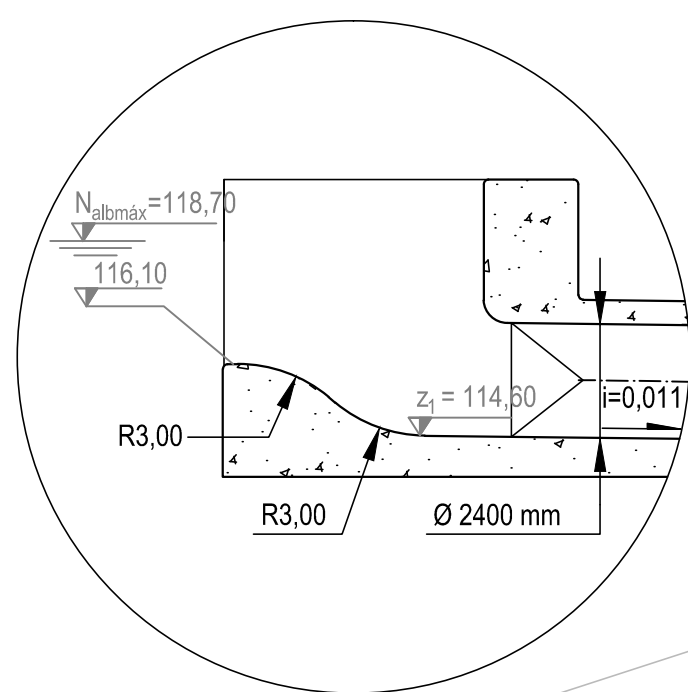
- Pontos de referência (a definir pelo topógrafo)
- Pontos alvo (Cota 139,00 m)
- Pontos alvo (Cota 125,00 m)

LEGENDA 2: PIEZÓMETROS

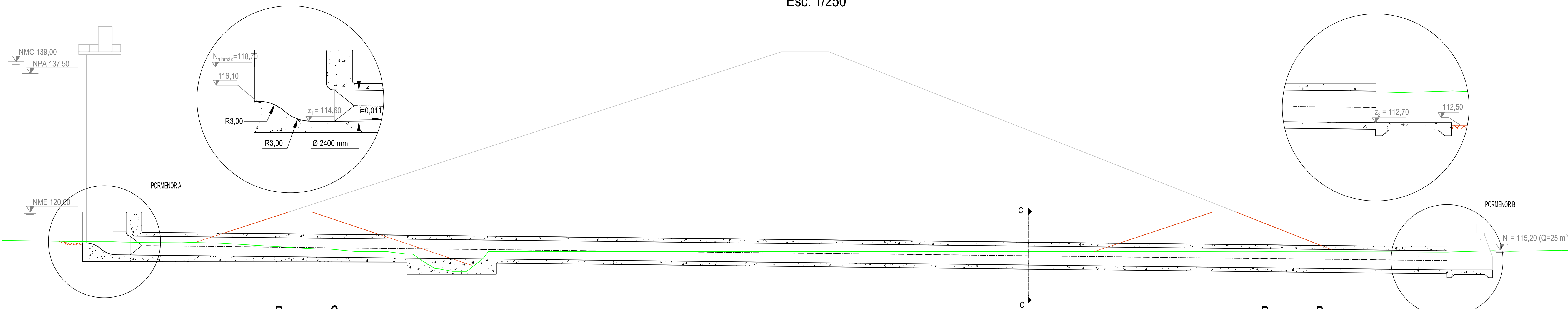
- P1 - Piezómetro (cota de instalação: 120,00 m)
- P2 - Piezómetro (cota de instalação: 115,00 m)
- P3 - Piezómetro (cota de instalação: 108,00 m)

NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	
LUÍS AVILLEZ	66482		
ANO: 2012		DESENHO Nº 3	
PLANTA E PERFIS : MARCAS SUPERFICIAIS E PIEZÓMETROS			

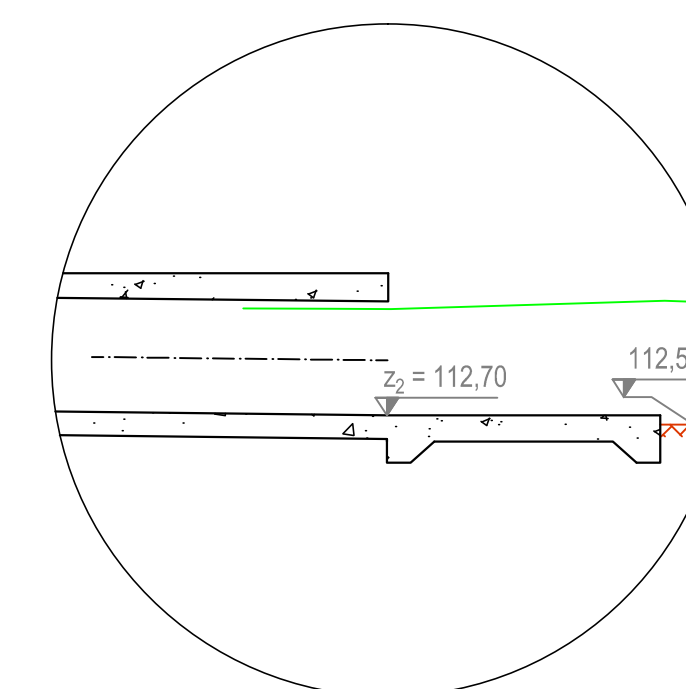
Pormenor A
Esc: 1/150



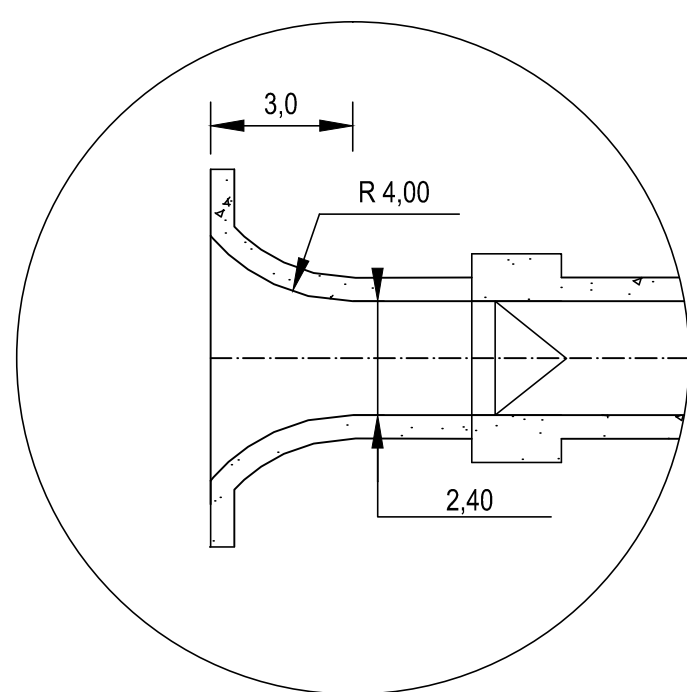
Corte A - A'
Esc: 1/250



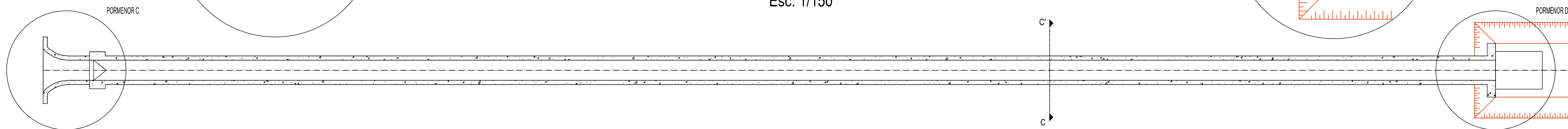
Pormenor B
Esc: 1/150



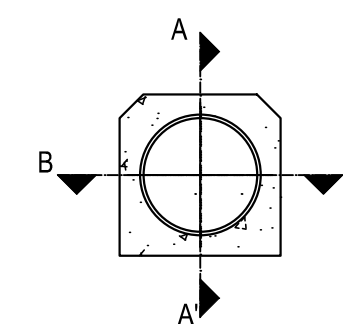
Pormenor C
Esc: 1/150



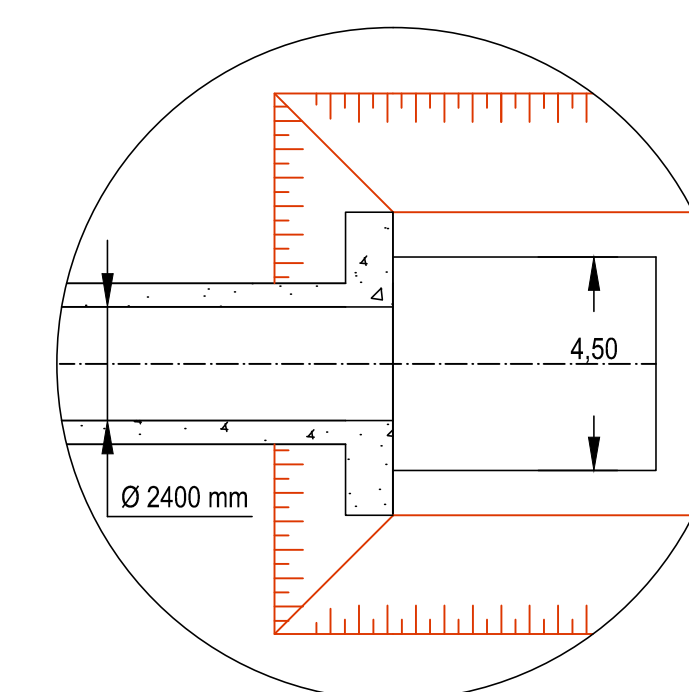
Corte B - B'
Esc: 1/150



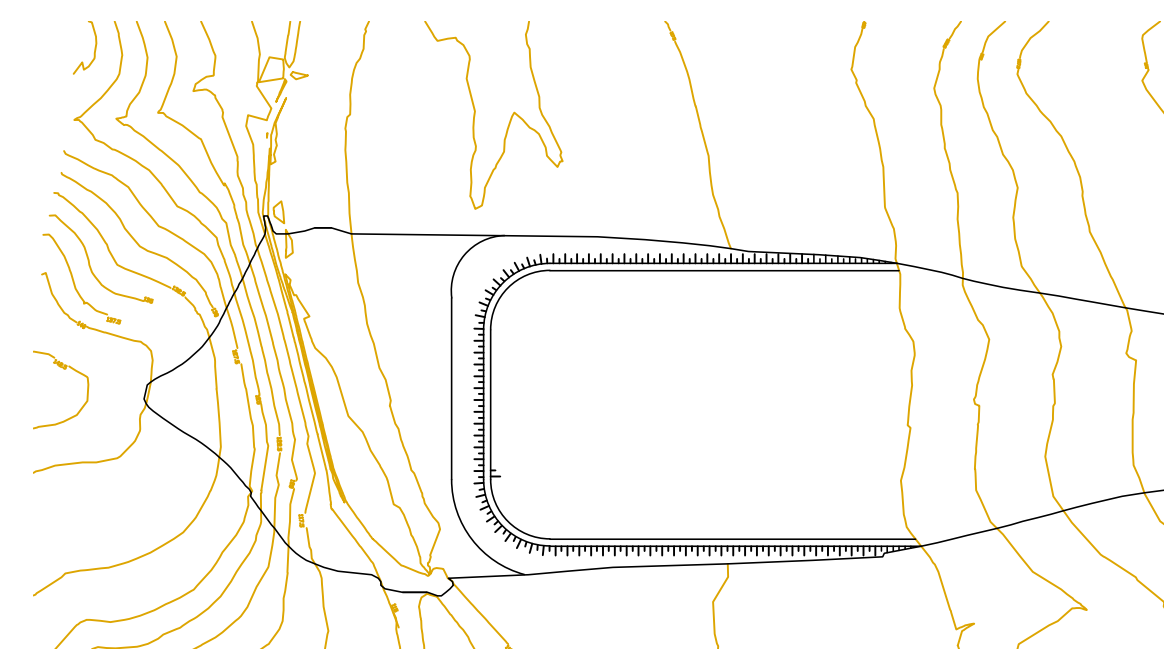
Corte C - C'
Esc: 1/150



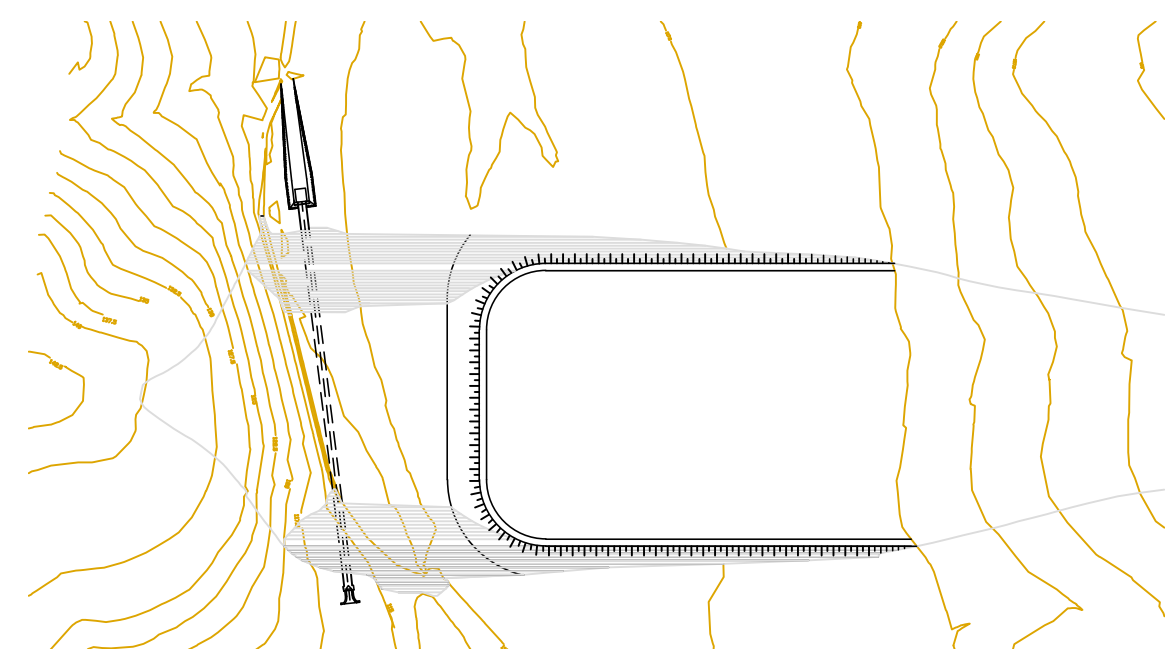
Pormenor D
Esc: 1/150



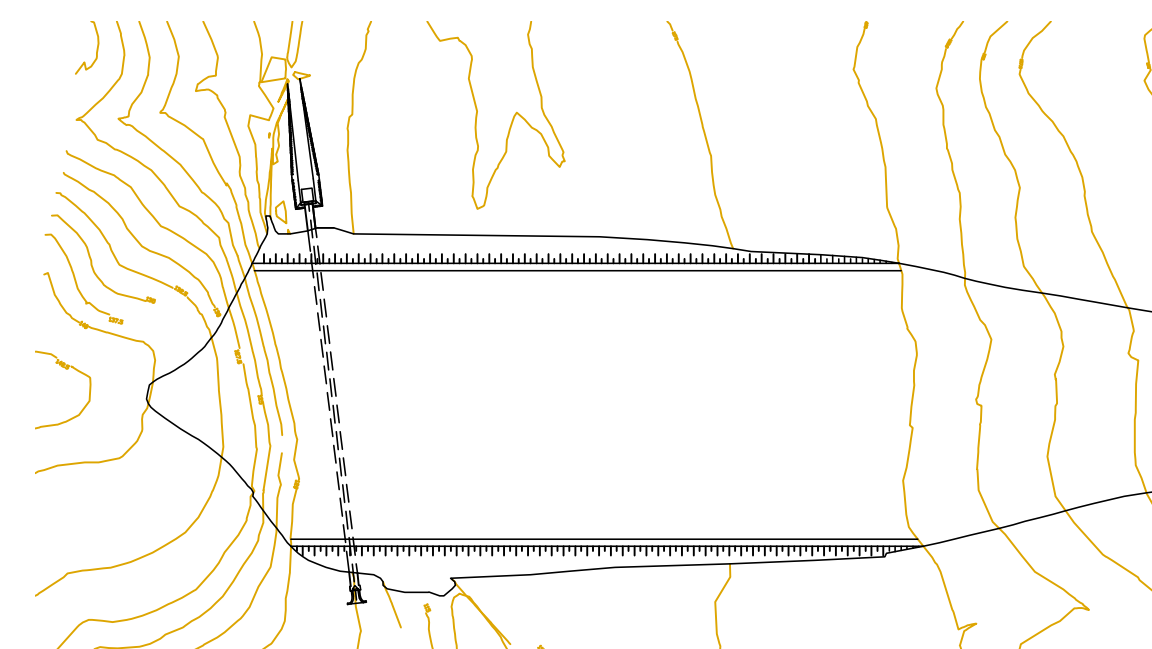
FASE 1
Esc: 1/3000



FASE 2
Esc: 1/3000



FASE 3
Esc: 1/3000



FASES DA OBRA DE DESVIO PROVISÓRIO

- FASE 1 - Construção de parte da ensecadeira e construção do primeiro troço de barragem.
- FASE 2 - Época de estagem, construção da conduta de desvio provisório e restante parte da ensecadeira.
- FASE 3 - Conclusão da obra de desvio provisório, construção do segundo troço de barragem.

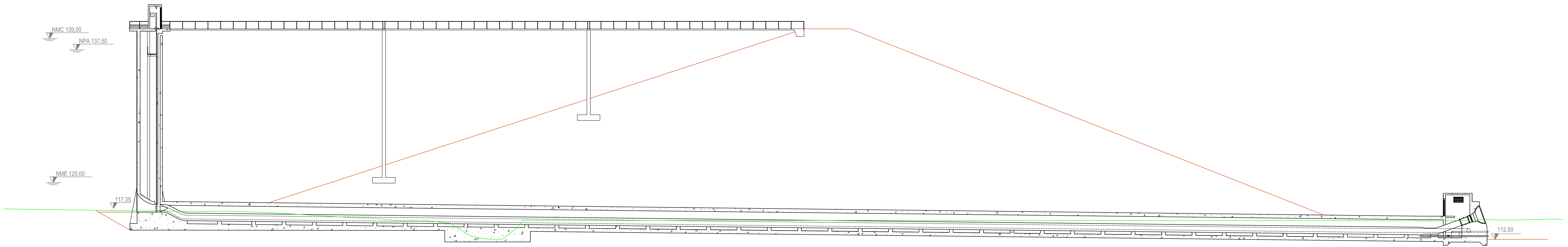
LEGENDA

- Terreno natural
- Aterro/ escavação

NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	
LUÍS AVILLEZ	66482		
ANO: 2012			DESENHO Nº 4
CORTES: CONDOTA DE DESVIO PROVISÓRIO FASES DA OBRA DE DESVIO PROVISÓRIO			

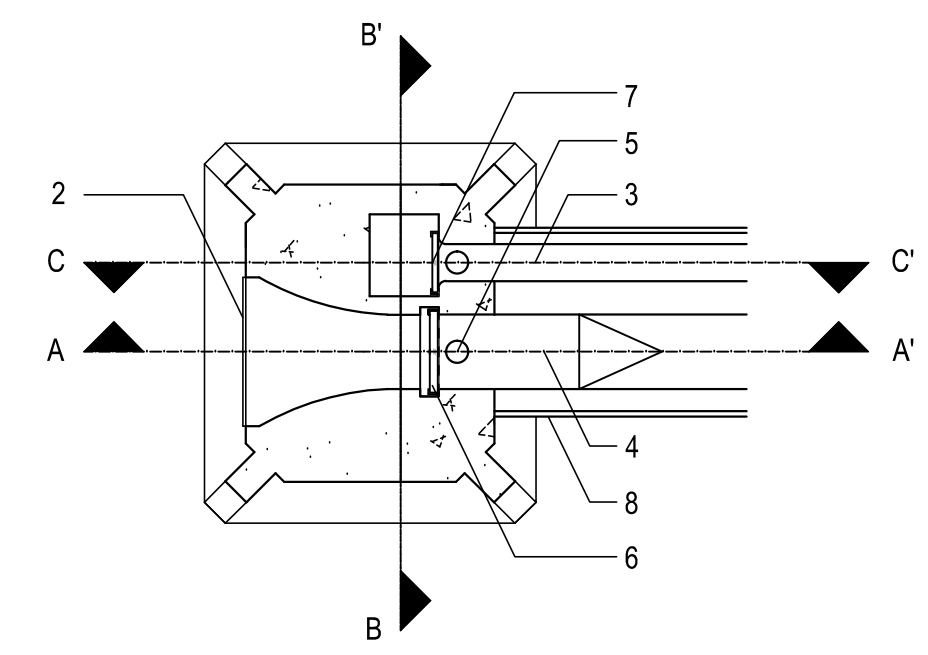
CORTE A - A'

Esc: 1/200



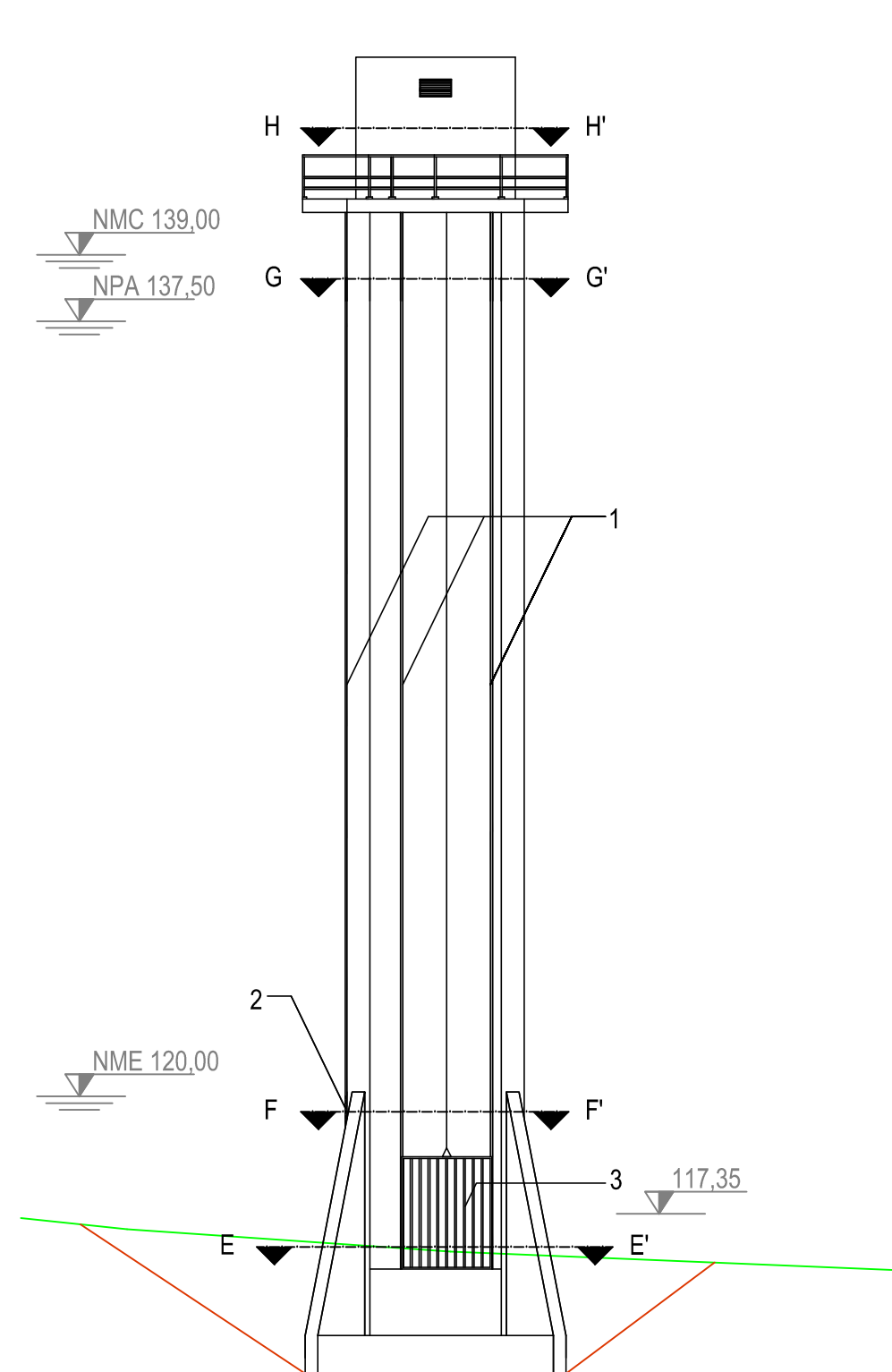
CORTE E - E'

Esc: 1/100



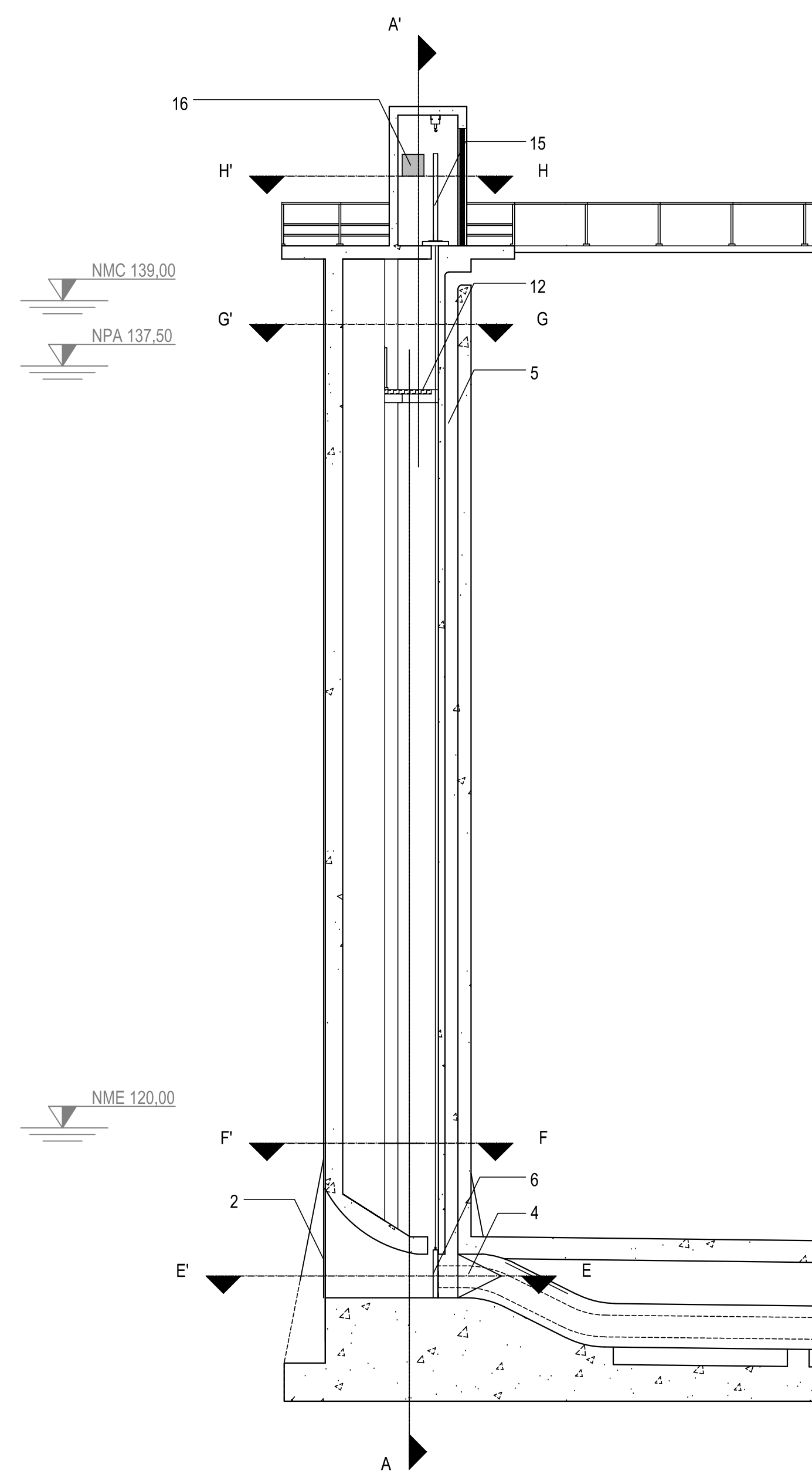
ALÇADO 1

Esc: 1/150



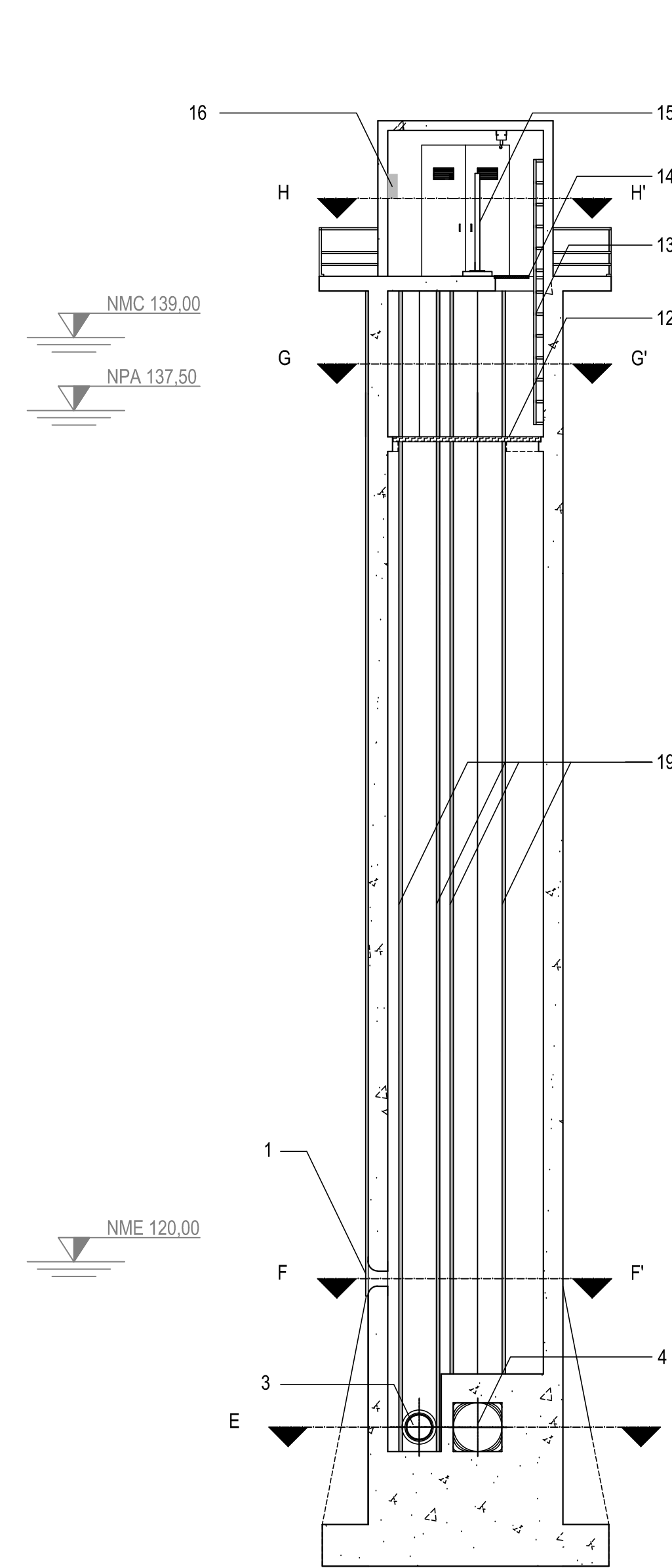
CORTE A - A'

Esc: 1/100



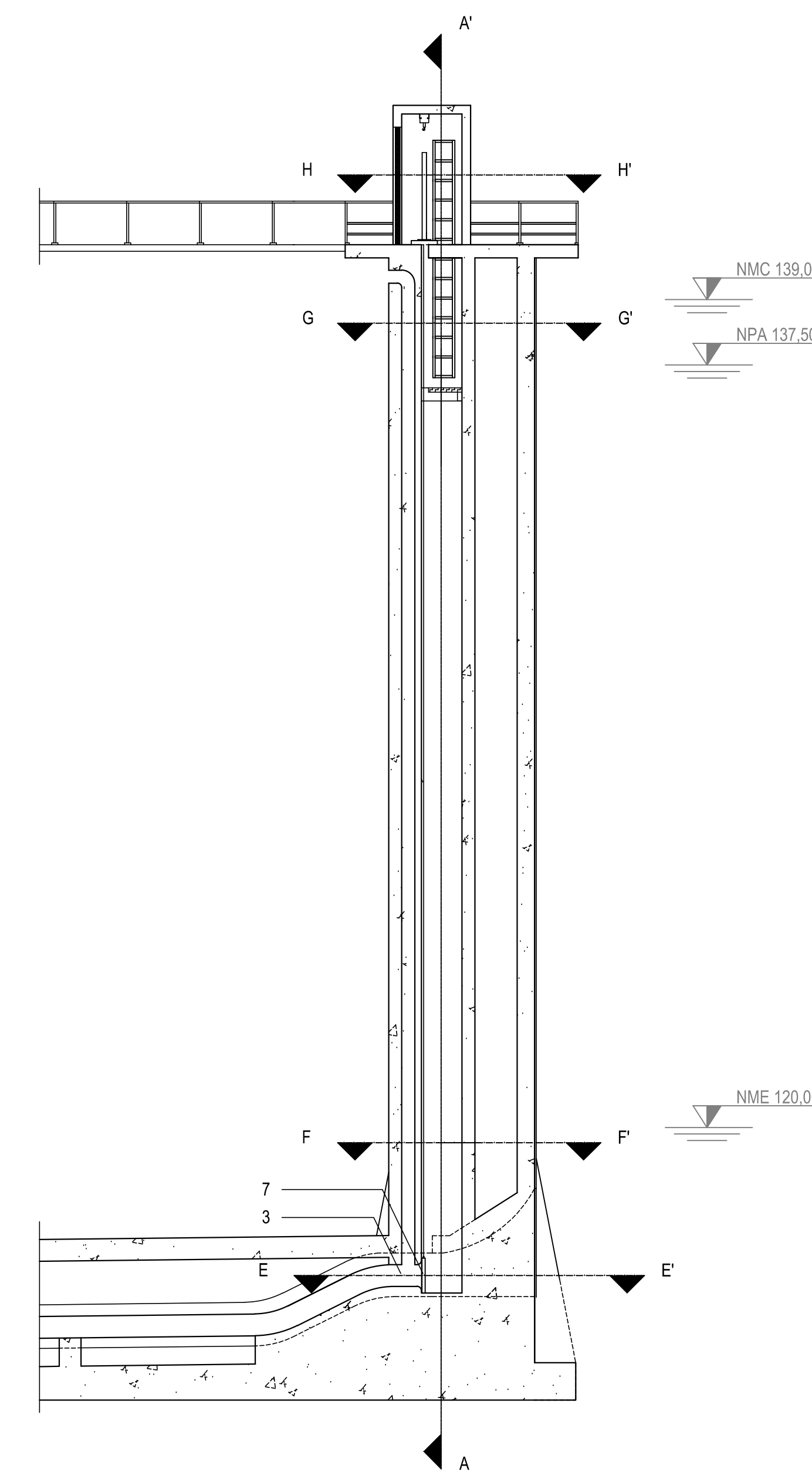
CORTE B - B'

Esc: 1/100



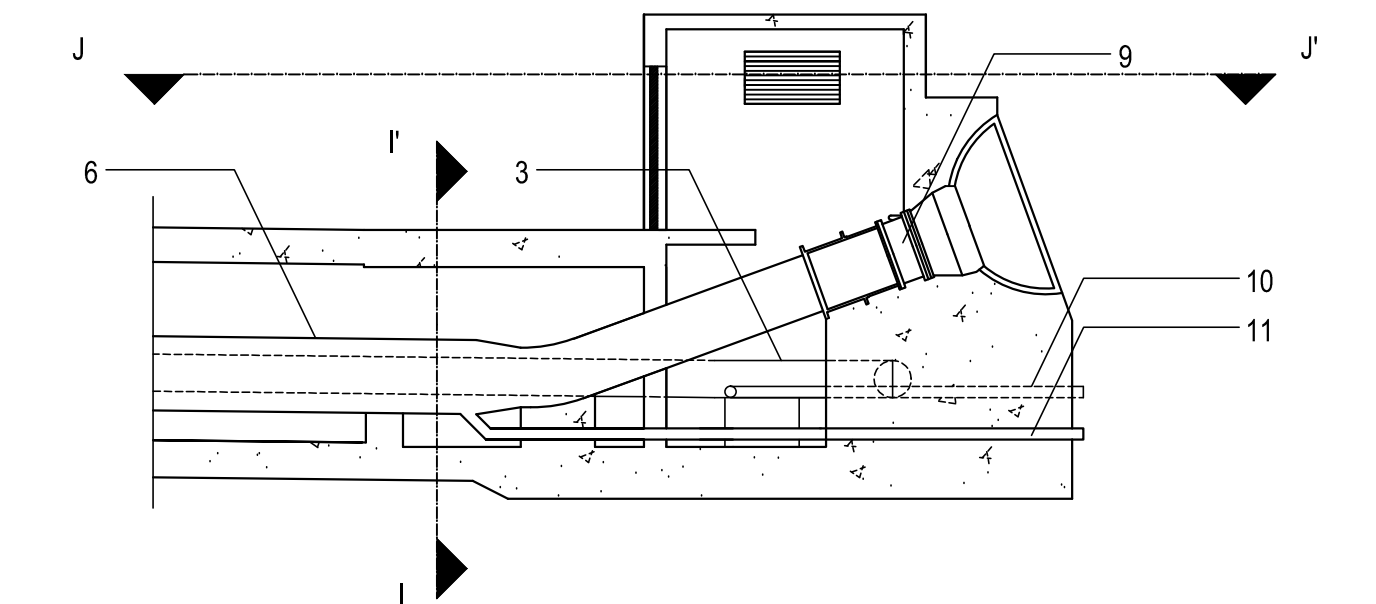
CORTE C - C'

Esc: 1/100



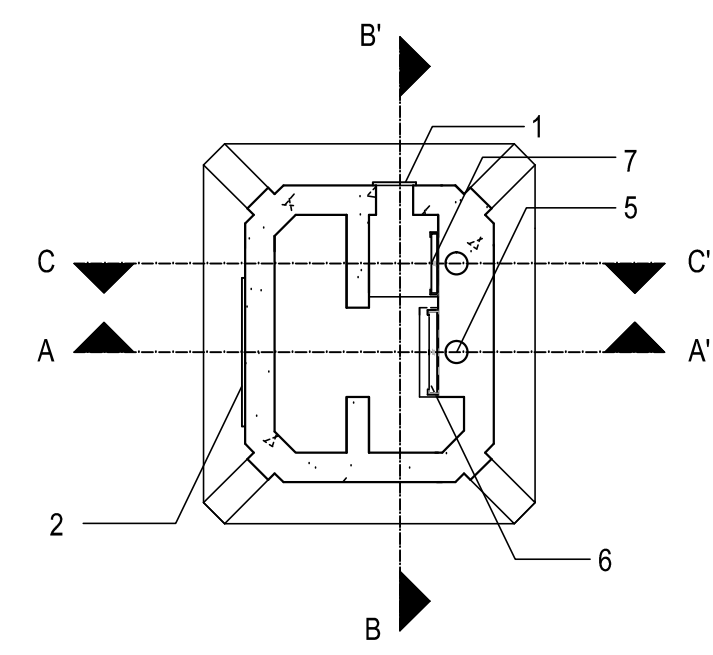
CORTE D - D'

Esc: 1/100



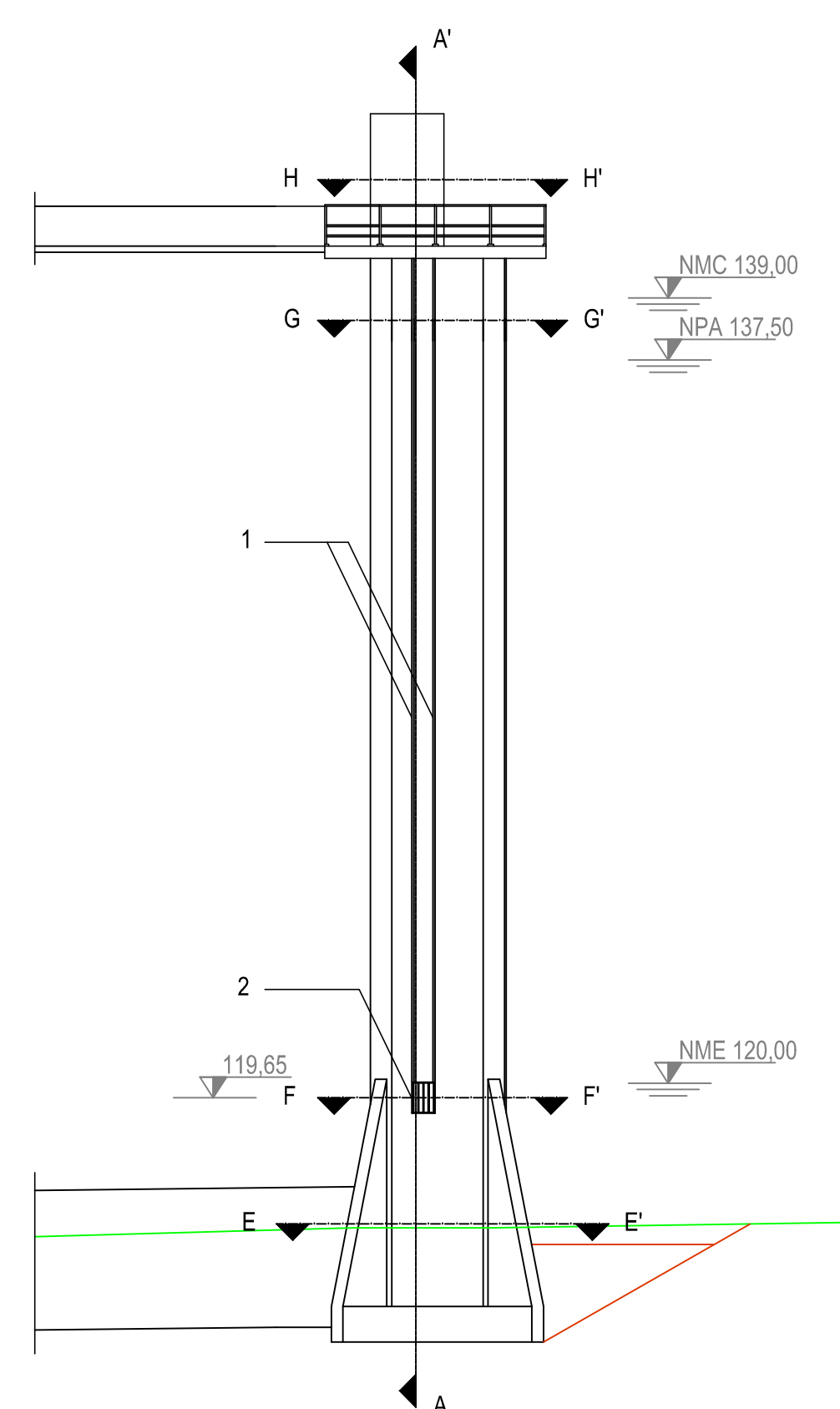
CORTE F - F'

Esc: 1/100



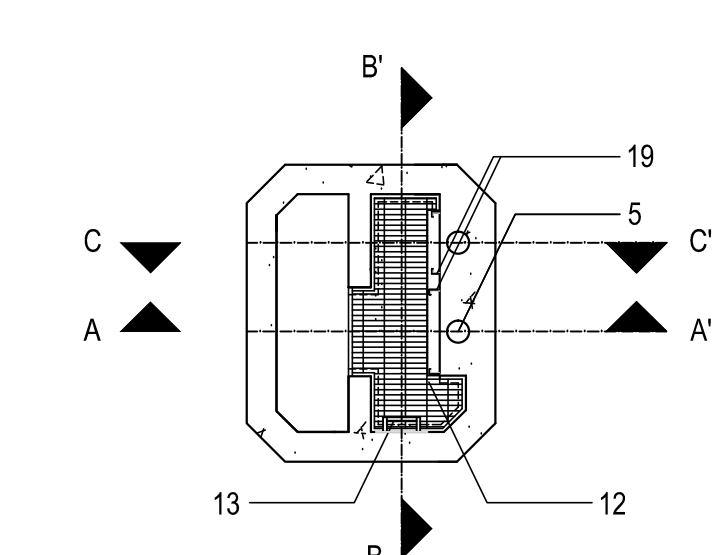
ALÇADO 2

Esc: 1/150



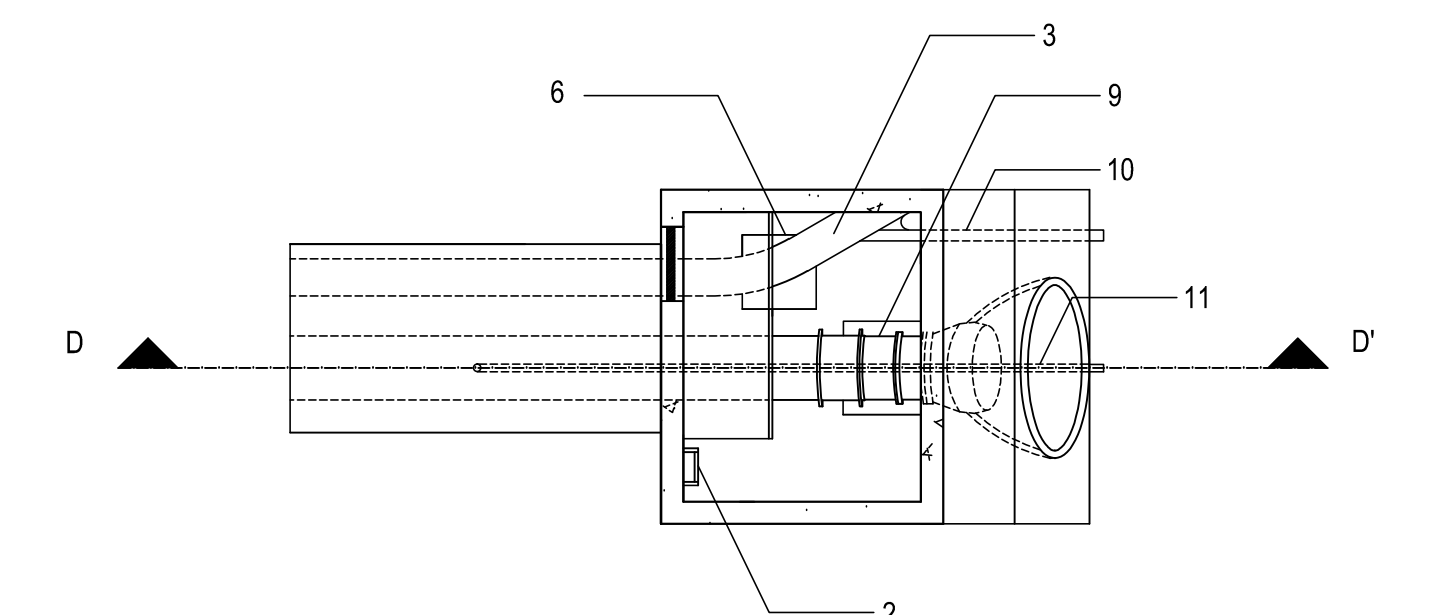
CORTE G - G'

Esc: 1/100



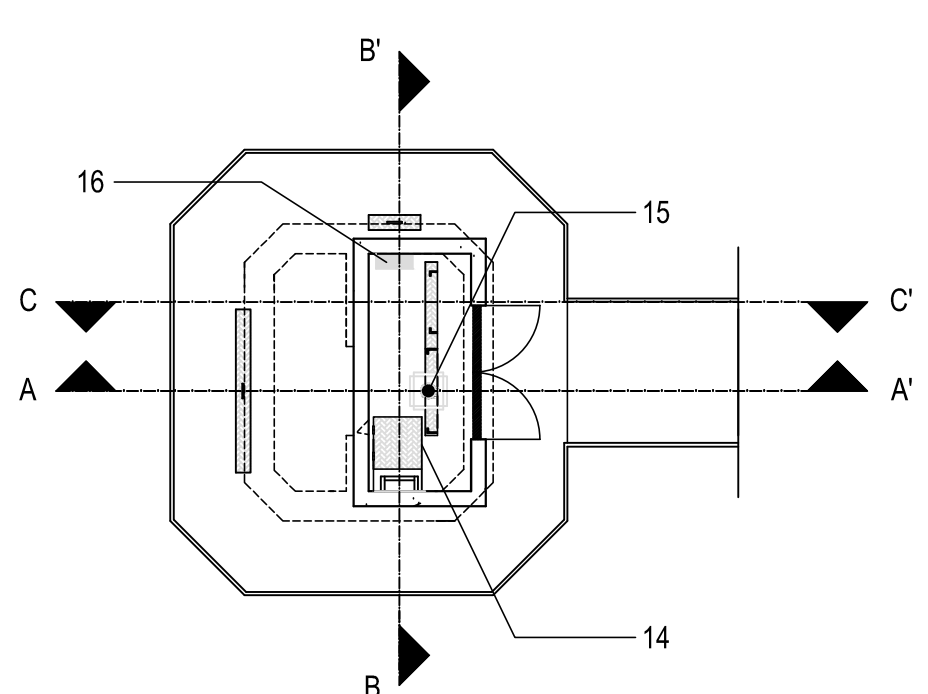
CORTE J - J'

Esc: 1/100



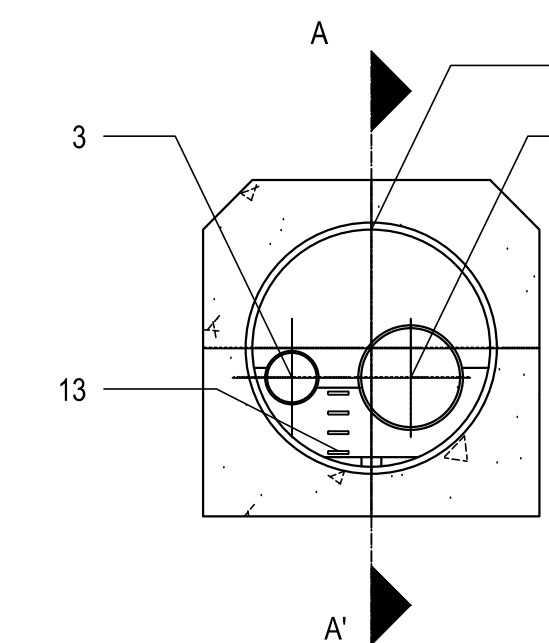
CORTE H - H'

Esc: 1/100



CORTE I - I'

Esc: 1/75




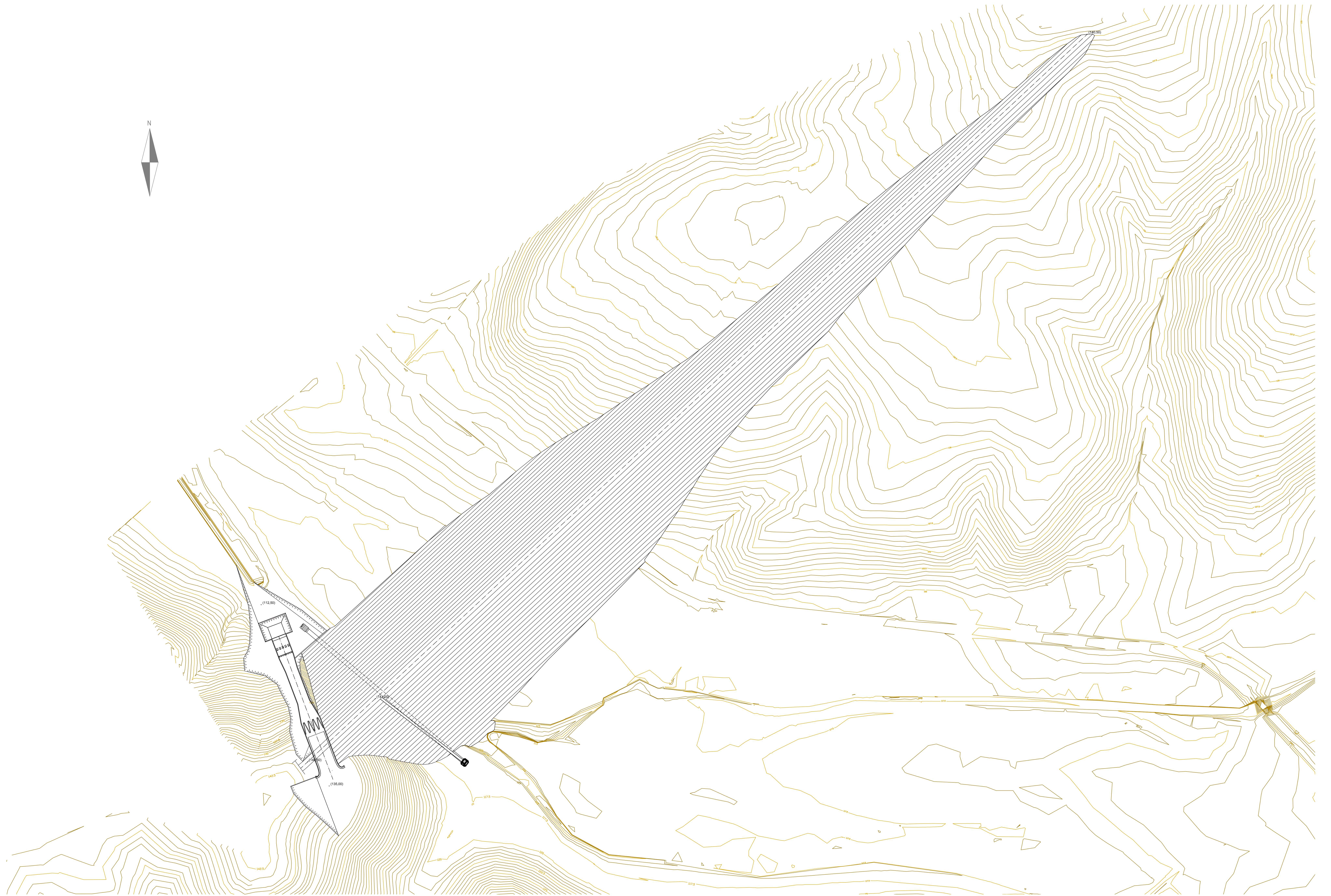
LEGENDA 1: EQUIPAMENTOS HIDRÁULICOS


- 1 - Grelha de tomada de água
- 2 - Grelha de descarga fundo
- 3 - Conduita de tomada de água DN= 500 mm
- 4 - Conduita de descarga fundo DN= 1000 mm
- 5 - Conduita de ar DN= 300 mm
- 6 - Comporta de descarga de fundo
- 7 - Comporta de tomada de água
- 8 - Conduita de desvio provisório DN= 2400 mm
- 9 - Válvula Howel-Bunger DN= 800 mm
- 10 - Conduita de caudal ecológico DN= 150 mm
- 11 - Conduita de esvaziamento DN= 100 mm

LEGENDA 2: EQUIPAMENTOS ACESSÓRIOS

- 12 - Grelha
- 13 - Escada metálica
- 14 - Tampa metálica
- 15 - Servo-motor
- 16 - Quadro eléctrico
- 17 - Maciço de amarração
- 19 - Guiamento da comporta

NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	 DESENHO Nº 5
LUÍS AVILÉZ	66482		
ANO: 2012		CORTES E ALÇADOS. TORRE DE TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO	



NOME	NR.	TESE MESTRADO - PROJECTO BARRAGEM DA RIBEIRA DA AMOREIRA	
LUÍS AVILÉZ	66482		
ANO: 2012		PLANTA GERAL	
ESCALA 1/1000			