

Avaliação de potenciais locais para a implantação de aproveitamentos hidroelétricos no rio Revuboe

Tiago André Nevado Serafim

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Prof. António Bento Franco

Júri

Presidente: Prof. António Alexandre Trigo Teixeira

Orientador: Prof. António Bento Franco

Vogal: Prof. Helena Margarida Machado da Silva Ramos

Outubro 2016

Agradecimentos

Ao Professor António Bento Franco, orientador desta dissertação, manifesto um agradecimento especial pelo apoio na obtenção das melhores condições para a elaboração deste trabalho, pelo estímulo e exigência que dele recebi e pela orientação técnico-científica em todas as fases da dissertação.

À Professora Sandra Pombo, agradeço a disponibilidade para partilhar os seus conhecimentos científicos e também pela partilha da informação técnica usada neste trabalho.

Ao Professor Alexandre Bacelar Gonçalves, manifesto o meu agradecimento pelos conhecimentos transmitidos sobre SIG e pela ajuda na obtenção das topografias por satélite usadas na presente dissertação.

À minha namorada Ana Andrade Baptista, agradeço o apoio e a ajuda que me deu na concretização desta dissertação.

À minha irmã Eugénia Moutinho, apresento o meu agradecimento na edição deste documento.

Aos meus amigos e colegas, agradeço todo o apoio e estímulo que deles recebi ao longo do tempo da elaboração deste trabalho.

A todos os professores que me ensinaram, o meu profundo agradecimento pelo conhecimento que me ajudou a concluir esta dissertação.

Aos meus avós Teresa Chaves Nevado e José Alípio Nevado, quero transmitir o meu profundo agradecimento e a grande estima que tenho por eles, por todos os valores transmitidos e pela vontade de ser.

E por último, mas não menos importante, aos meus pais Graça Nevado e Abel Moutinho, quero manifestar a minha eterna gratidão pela possibilidade que me deram em concretizar o meu sonho.

Resumo

O crescimento económico e populacional de Moçambique tem tido por consequência o aumento do consumo de água e energia por parte da população e indústria que requerem que sejam encontradas soluções para satisfazer as necessidades criadas. A bacia hidrográfica do rio Zambeze, onde se encontra a parte mais significativa do potencial hidroelétrico do país, já tem construídos ou em projeto aproveitamentos hidroelétricos que esgotam a queda natural do rio principal. Ainda assim, existe potencial hidroelétrico por explorar ao nível dos afluentes do rio Zambeze, como é o caso da bacia hidrográfica do rio Revuboé, afluente da sua margem esquerda. A exploração deste potencial terá consequências muito positivas no desenvolvimento económico e social da região onde está localizada.

Após o enquadramento geral do desenvolvimento do potencial hidroelétrico de Moçambique no contexto da gestão integrada dos recursos hídricos, é realizada uma descrição da metodologia seguida e dos dados necessários para a concretização do estudo. Na análise topográfica realizada foram identificados 12 locais na bacia hidrográfica do Revuboé para os quais foi realizado o estudo hidrológico e de seguida o estudo económico-energético.

Através do estudo económico-energético selecionou-se a alternativa economicamente mais vantajosa que foi desenvolvida a nível de estudo preliminar. Estimou-se o custo do aproveitamento da alternativa nº 9 através de um mapa de quantidades gerais calculado a partir do pré-dimensionamento realizado para a alternativa. Do estudo concluiu-se que a alternativa nº 9 é um local economicamente vantajoso para produção de energia hidroelétrica.

Palavras Chave: Rio Revuboé, Energias renováveis, Hidroeletricidade, Análise energética, Análise económica, Topografia por satélite.

Abstract

Mozambique's economic and population growth has resulted in an increase in the consumption of water and energy by the population and industry which require solutions to meet the needs created. The Zambezi river basin, where a large part of the country's hydroelectric potential is located, already has hydropower plants built or in project that cover the natural fall of the main river. Nevertheless, there is untapped hydroelectric potential regarding the Zambezi river tributaries, such as the Revuboé river basin, a tributary of its left bank. The exploitation of this potential has very positive consequences in the economic and social development of the region where it is located.

After the general survey of the development of Mozambique's hydroelectric potential in the water resources management context, a description of the methodology is done followed by the data necessary for carrying out the study. In the topographic analysis performed, 12 sites were identified in the Revuboé watershed for which the hydrological study and the economic-energetic study were made.

The economic-energetic study selected the most profitable alternative to be further studied at preliminary level. The cost for the hydropower plant in alternative nº 9 was estimated through a bill of quantities calculated from the design done for the alternative. From the study it was concluded that alternative nº 9 is economically profitable for the production of hydroelectric energy.

Keywords: Revuboe river, Renewable energy, Hydropower, Energetic analysis, Economic analysis, Satellite topography.

Índice

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	1
1.2. OBJETIVOS E MOTIVAÇÃO	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	3
2. BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE, E O CASO PARTICULAR DO RIO REVUBOÉ.	5
2.1. DADOS GERAIS PARA O ESTUDO	5
2.2. A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE	10
2.3. A BACIA HIDROGRÁFICA DO REVUBOÉ	14
3. ANÁLISE ENERGÉTICA - METODOLOGIA GERAL	17
3.1. FASES PARA A IMPLANTAÇÃO DE UM APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO	17
3.2. RECOLHA E ANÁLISE DE DADOS	17
3.3. CRITÉRIOS BÁSICOS	21
4. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE ENERGÉTICA DA BACIA DO RIO REVUBOÉ	25
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	25
4.2. RECOLHA DE DADOS	25
4.3. ANÁLISE TOPOGRÁFICA	28
4.4. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS	32
4.5. ANÁLISE HIDROLÓGICA	36
4.6. ANÁLISE ENERGÉTICA E ECONÓMICA	46
5. ESTUDO PRELIMINAR DA ALTERNATIVA SELECIONADA.	55
5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	55
5.2. TOPOGRAFIA	55
5.3. CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DO DESCARREGADOR	56
5.4. GEOLOGIA E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	57
5.5. DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DA SOLUÇÃO	58
5.6. MAPA DE QUANTIDADES GERAIS	69
5.7. ANÁLISE ECONÓMICA DA ALTERNATIVA DE ESTUDO	71
6. CONCLUSÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DO ESTUDO	75
6.1. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS	75

6.2.	RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DOS ESTUDOS	76
7.	BIBLIOGRAFIA.....	77
ANEXO A	I	
A1	CURVAS DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS PARA AS 12 ALTERNATIVAS	I
A2	CURVAS DE OTIMIZAÇÃO DO VALOR ATUALIZADO LÍQUIDO PARA AS 12 ALTERNATIVAS.....	III
A3	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA ÀS 12 ALTERNATIVAS	V
ANEXO B	XI	
B1	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO DESCARREGADOR DE CHEIA.....	XI
B2	CÁLCULO DA MÍNIMA SUBMERGÊNCIA	XIII
B3	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO:	XIII
B4	PERDAS DE CARGA CONTÍNUAS:.....	XIV
B5	PERDAS DE CARGA SINGULAR:.....	XV
B6	DIMENSÕES DA CENTRAL E TURBINA:.....	XVIII
B7	CUSTO DA TURBINA FRANCIS	XX
B8	CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO	XXI

Índice de quadros

Quadro 2.1 Aproveitamentos hidroelétricos em Moçambique (retirado de Klunne, 2013).....	10
Quadro 4.1 Características geomorfológicas da bacia e da rede hidrográfica do rio Revubóé.	28
Quadro 4.2 Características físicas e topográficas principais dos pontos de estudo.	35
Quadro 4.3 Precipitação média Anual da Bacia do Revubóé na Estação Hidrográfica de Chingodzé.37	
Quadro 4.4 Valores de escoamento e caudal na estação hidrométrica de Chingodzé.	38
Quadro 4.5 Caudais específicos de bacias hidrográficas adjacentes (Banco Mundial, 2010).....	40
Quadro 4.6 Caudais específicos das bacias hidrográficas dos rios Luia e Capoche (ENERMOZ, 2014).	41
Quadro 4.7 Caracterização Hidrológica das Alternativas pelas duas metodologias.....	42
Quadro 4.8 Escoamento, caudal modular e caudal específico na secção transversal da estação hidrométrica de Chingodzé.	45
Quadro 4.9 Caudal médio anual e queda útil de referência no local da Alternativa 9.	48
Quadro 4.10 Otimização do caudal de dimensionamento para a alternativa 9.....	50
Quadro 4.11 Características energéticas e económicas das alternativas para o caudal de dimensionamento calculado segundo os dados base.....	51
Quadro 4.12 Características energéticas e económicas das alternativas para o caudal de dimensionamento calculado segundo os dados base.....	52
Quadro 4.13 Análise de Sensibilidade para a Alternativa 9 e com duas turbinas Francis.....	54
Quadro 5.1 Caudal modular, caudal de dimensionamento e caudal regional de máxima cheia na secção da alternativa 9.....	57
Quadro 5.2 Resultado da carga hidráulica máxima na crista da soleira do descarregador de cheias. 60	
Quadro 5.3 Cálculo da área e da aresta mínima da tomada de água com secção quadrada.	62
Quadro 5.4 Pré-dimensionamento do Túnel e Condução Forçada pelo critério de velocidade máxima. 64	
Quadro 5.5 Perda de carga total no circuito hidráulico.	66
Quadro 5.6 Altura útil do aproveitamento hidroelétrico.	66
Quadro 5.7 Preços unitários de materiais de construção e subempreitadas.....	69
Quadro 5.8 Mapa de quantidades gerais e estimativa orçamental.	70
Quadro 5.9 Proveitos energéticos e económicos anuais.	71
Quadro 5.10 Distribuição dos custos de construção.....	72
Quadro 5.11 Custos de construção atualizados.	73

Quadro A.1 Análise de sensibilidade económica à alternativa 1.	v
Quadro A.2 Análise de sensibilidade económica à alternativa 2.	v
Quadro A.3 Análise de sensibilidade económica à alternativa 3.	vi
Quadro A.4 Análise de sensibilidade económica à alternativa 4.	vi
Quadro A.5 Análise de sensibilidade económica à alternativa 5.	vii
Quadro A.6 Análise de sensibilidade económica à alternativa 6.	vii
Quadro A.7 Análise de sensibilidade económica à alternativa 7.	viii
Quadro A.8 Análise de sensibilidade económica à alternativa 8.	viii
Quadro A.9 Análise de sensibilidade económica à alternativa 10.	ix
Quadro A.10 Análise de sensibilidade económica à alternativa 11.	ix
Quadro A.11 Análise de sensibilidade económica à alternativa 12.	x
Quadro B.1 Relação entre a largura da crista da soleira e a carga hidráulica acima da crista.....	xi
Quadro B.2 Coeficientes de contração k_e , relativamente aos encontros de soleiras descarregadoras (retirado de Pinheiro, A.N. 2006 A).	xii
Quadro B.3 Parâmetros de cálculo da largura total do descarregador.	xii
Quadro B.4 Resultados da mínima submergência S, e nível mínimo de exploração.	xiii
Quadro B.5 Cálculo da altura máxima da chaminé de equilíbrio para diferentes diâmetros com base na teoria da oscilação em massa.	xiv
Quadro B.6 Cálculo da perda de carga unitária ao longo do túnel e da conduta forçada.....	xv
Quadro B.7 Perda de carga contínua total no túnel e na conduta forçada.	xv
Quadro B.8 Perda de carga na entrada de água.	xv
Quadro B.9 Dimensões da grelha e cálculo do coeficiente de perda de carga na grelha K_g	xvi
Quadro B.10 Perda de carga na grelha.	xvi
Quadro B.11 Coeficiente de perda carga K, para estreitamento brusco (Quintela, A. 2009).	xvii
Quadro B.12 Perda de carga na transição de secção retangular para secção circular.	xvii
Quadro B.13 Perda de carga nas curvas em planta.	xviii
Quadro B.14 Estimativa das perdas de carga de singulares não contabilizadas.	xviii
Quadro B.15 Dimensões de uma turbina Francis para um valor de $N_s = 163$	xx
Quadro B.16 Custo total de duas turbinas Francis segundo Aggidins, G. (2008).....	xx

Índice de figuras

Figura 2.1 Mapa das Bacias Hidrográficas de Moçambique (retirado de MINED, 1986).....	5
Figura 2.2 Mapa de Precipitações de Moçambique (retirado de Gesto et al., 2014).	6
Figura 2.3 Mapa de Escoamentos de Moçambique, zona Norte e Centro (adaptado de Gesto et al., 2014).	7
Figura 2.4 Mapa das bacias hidrográficas de Moçambique (retirado de Gesto, 2014).....	8
Figura 2.5 Mapa do Potencial Hidroelétrico em Moçambique (retirado de Gesto et al., 2014).....	9
Figura 2.6 Rede Elétrica Nacional de Moçambique (retirado de Eletricidade de Moçambique, 2008) ..	9
Figura 2.7 Precipitação média anual na bacia hidrográfica do rio Zambeze (retirado de UNEP, 2010).	11
Figura 2.8 Caudais médios Mensais do Rio Zambeze em Tete, Moçambique (retirado de DNA, 2007/2008).	11
Figura 2.9 A) Barragem de Kariba, vista do lado do Zimbabwe (retirado de Palitza, K., 2013).....	13
Figura 2.10 Divisão da queda no Rio Zambeze (retirado de MacDonald, M., 2008).	14
Figura 2.11 Localização da Bacia do Rio Revuboé em Moçambique.	15
Figura 2.12 A Bacia do Rio Revuboé (a sombreado), o Rio Revuboé (a azul carregado) e os tributários Condédzi e Pônfi (A traço azul mais fino).	15
Figura 4.1 Carta Militar da Colónia de Moçambique nº13, IGeoE.....	26
Figura 4.2 Mapa de elevação digital (DEM) e Bacia hidrográfica do rio Revuboé.....	27
Figura 4.3 Nível médio diário do rio Revuboé na estação hidrométrica de Chingodzé.	27
Figura 4.4 Rede Hidrográfica e Bacia do Rio Revuboé.	29
Figura 4.5 Perfil Longitudinal do Rio Revuboé e seus afluentes Condédzi e Pônfi.	30
Figura 4.6 Província de Tete, Carta de Solos (retirado de INIA, 1994).....	30
Figura 4.7 Mapa de vegetação e fauna de Moçambique (retirado de Assis, A. 2009).	32
Figura 4.8 Localização das alternativas de estudo no perfil longitudinal dos rios Revuboé, Condédzi e Pônfi.	33
Figura 4.9 Localização das alternativas de estudo em mapa.	34
Figura 4.10 Mapa de Precipitações Médias Anuais na Bacia do Rio Revuboé.	37
Figura 4.11 Mapa de isolinhas de escoamento médio anual da bacia do rio Revuboé.	39
Figura 4.12 Mapa de isolinhas do coeficiente de escoamento em África (Korzum, UNESCO 1978 retirado de Shahin, M. 2002).	40

Figura 4.13 Localização da estação Hidrométrica de Chingodzé através de imagens GoogleEarth. .	43
Figura 4.14 Secção transversal da estação hidrométrica de Chingodze obtida através do GoogleEarth	44
Figura 4.15 Curva de duração média anual dos caudais médios diários do rio Revubóe na estação Hidrométrica de Chingodzé.	45
Figura 4.16 Curva de duração média anual dos caudais médios diários adimensionalizada.	46
Figura 4.17 Estimativa de evolução do Custo com a Potência	47
Figura 4.18 Curva de duração média anual dos caudais médios diários na Alternativa 9.....	49
Figura 4.19 Evolução do VAL com o caudal de dimensionamento na alternativa 9.	49
Figura 5.1 Localização e topografia do local de estudo da alternativa 9.	56
Figura 5.2 Esquema misto com túnel de baixa pressão e conduta forçada como estrutura de desvio (retirado de Quintela A.C., 2009).	58
Figura 5.3 Local de implantação e traçado do eixo da barragem e eixo do circuito hidráulico.	59
Figura 5.4 Topografia do local de implantação da alternativa 9, e eixo principal da barragem	62
Figura 5.5 Queda útil do aproveitamento e evolução da perda de carga em função do caudal turbinado, para N.m.e = 475,00.....	67
Figura 5.6 Plano de construção da barragem.	72
Figura 5.7 Curva de evolução do Valor Atualizado Líquido.	74
Figura 5.8 Curva de evolução da Taxa Interna de Rentabilidade.	74
Figura A.1 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 1.	i
Figura A.2 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 2.	i
Figura A.3 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 3.	i
Figura A.4 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 4.	i
Figura A.5 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 5.	i
Figura A.6 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 6.	i
Figura A.7 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 7.	ii
Figura A.8 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 8.	ii
Figura A.9 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 9.	ii
Figura A.10 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 10.	ii
Figura A.11 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 11.	ii
Figura A.12 Curva de duração média dos caudais médios diários na secção da alternativa 12.	ii

Figura A.13 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 1.	iii
Figura A.14 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 2.	iii
Figura A.15 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 3.	iii
Figura A.16 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 4.	iii
Figura A.17 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 5.	iii
Figura A.18 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 6.	iii
Figura A.19 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 7.	iv
Figura A.20 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 8.	iv
Figura A.21 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 9.	iv
Figura A.22 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 10.	iv
Figura A.23 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 11.	iv
Figura A.24 Otimização do caudal de dimensionamento da alternativa 12.	iv
Figura B.1 Tipos de secção dos pilares e respetivos coeficientes de contração k_p (retirado de Pinheiro, A.N. 2006 A).....	xii
Figura B.2 Coeficiente de perda de carga provocadas por curvas circulares (WES, Corps of Engineers retirado de Quintela, A. 2009).	xvii
Figura B.3 Esquema de Rotor de turbina Francis e dimensões (Siervo e Lugaresi, 1976 retirado de Ramos, H. 2000).	xviii
Figura B.4 Esquema de espiral Francis e dimensões (Siervo e Lugaresi, 1976 retirado de Ramos, H 2000).	xix

Lista de Abreviaturas

APA – Agência Portuguesa do Ambiente

BHZ – Bacia Hidrográfica do Zambeze

CEPEL – Centro de Pesquisas de Energia Elétrica

DEM – Digital Elevation Model

DNA – Direção Nacional de Águas

EDM – Eletricidade de Moçambique

FUNAE – Fundo de Energia

HCB – Hidroelétrica de Cahora Bassa

IGeoE – Instituto Geográfico do Exército

INE – Instituto Nacional de Estatística

INGC – Instituto Nacional de Gestão de Calamidades

INIA – Instituto Nacional de Investigação Agronómica

IPS – Inter Press Service

IR – Índice de Rentabilidade

IRENA – International Renewable Energy Agency

MICOA – Ministério para a Coordenação da Ação Ambiental

MINED – Ministério da Educação e Desenvolvimento Humano

NASA – National Aeronautics and Space Administration

NMC – Nível de máxima cheia

NME – Nível mínimo de exploração

NPA – Nível de pleno armazenamento

SANRAL – The South African National Roads Agency Ltd.

SRTM – Shuttle Radar Topography Mission

TIR – Taxa Interna de Rentabilidade

T.oT. – Todo o Tamanho

VAL – Valor Atualizado Líquido

WCD – World Commission on Dams

WES – Waterways Experimental Station

ZRA – Zambezi River Authority

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nos últimos anos, a maioria dos países africanos apresentou um grande crescimento económico. Em países como Angola e Moçambique já se registaram taxas de crescimento económico superiores a 7%, bem acima da média europeia. No entanto, verifica-se que não tem havido resultados satisfatórios em relação à redução da pobreza como se pode ler no comunicado à imprensa do Banco Mundial (2013), *“África continua com forte crescimento apesar da desaceleração global, mas a redução da pobreza mantém-se débil”*.

O acesso à água e à energia é imprescindível para o desenvolvimento dos setores agrícola e industrial. Estes setores são bastante influentes no que diz respeito ao crescimento económico e à redução da pobreza, pois aumentando a produtividade aumenta-se a segurança alimentar e os rendimentos familiares. Em África, particularmente em Moçambique, o rácio de eletrificação é de apenas 14% (Klunne, 2013) pelo que existe um défice muito grande de energia elétrica que condiciona o desenvolvimento do país. Além disso a rede de distribuição elétrica nacional de Moçambique contempla apenas os grandes centros urbanos havendo uma parte extensa de território sem energia elétrica.

Em Moçambique existe um enorme potencial de energia renovável a ser explorada. Com efeito, dados apontam para 18 GW de potencial hidroelétrico estando metade do potencial concentrado na província de Tete (Gesto et al., 2014). Outro dado é que 3 GW dos 5,6 GW de potencial hidroelétrico de projetos prioritários vão estar localizados no Rio Zambeze.

A produção de energia hidroelétrica em aproveitamentos de pequena escala é uma solução que permite a expansão do abastecimento de eletricidade pela criação de redes elétricas locais que mais tarde possam ser integradas na rede elétrica nacional. Neste campo o Rio Zambeze já tem construído ou em projeto aproveitamentos hidroelétricos que preenchem a maior parte da sua queda natural. Ainda assim, existem afluentes com bom potencial hidroelétrico que é interessante ser explorado. O rio Revubó é o caso de um afluente do rio Zambeze que tem características topográficas e hidrológicas que proporcionam um bom potencial hidroelétrico. Na cidade de Tete, a exploração de carvão e a atividade agrícola precisam de água e energia, o que faz do rio Revubó um exemplo de um rio com necessidades energéticas locais que justificam o desenvolvimento desse potencial.

1.2. OBJETIVOS E MOTIVAÇÃO

O papel que os pequenos aproveitamentos hidroelétricos desempenham é extremamente importante no abastecimento de energia renovável a zonas remotas. Segundo o relatório do Banco Mundial, (2010), vários governos reconhecem o potencial de aproveitamentos hidroelétricos de pequena escala na erradicação da pobreza energética. Para o Vice-Presidente para África do Banco Mundial, Makhtar Diop as necessidades estão claramente identificadas: “*Sem um aumento da energia elétrica e uma maior produtividade agrícola, o desenvolvimento futuro de África não poderá prosperar*”.

Por estes motivos o objetivo geral do presente estudo consiste na avaliação do potencial hidroelétrico do rio Revuboé, afluente da margem esquerda do Rio Zambeze com foz na cidade de Tete, localizado no norte da província de Tete, Moçambique.

Na realização deste estudo, após uma descrição sintética da Bacia do rio Zambeze, foram seguidos os seguintes passos:

- Obtenção de topografia da bacia hidrográfica do rio Revuboé.
- Avaliação de locais adequados à construção de aproveitamentos hidroelétricos.
- Obtenção de dados hidrológicos da bacia hidrográfica do rio Revuboé.
- Realização de avaliações hidrológicas para a obtenção de curvas de duração média dos caudais médios diários para os locais de estudo.
- Avaliação da produção energética de cada aproveitamento.
- Análise de custos/benefícios e cálculo de parâmetros económicos para comparação de alternativas.
- Desenvolvimento a nível de estudo preliminar da alternativa mais vantajosa.

A execução de estudos e projetos de aproveitamentos hidroelétricos em zonas distantes dos grandes centros traz consigo dificuldades acrescidas pela falta de dados detalhados da região. O mesmo acontece na região da bacia hidrográfica do rio Revuboé onde há vários problemas e desafios a superar, nomeadamente:

- A falta de dados topográficos, hidrológicos e uso de solos.
- A falta de dados para calibração dos modelos a utilizar.
- A falta de estudos sobre a procura energética e das necessidades de abastecimento de água para as populações e para regadio.
- O risco associado a alterações climáticas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação encontra-se organizada em 6 capítulos e 3 anexos.

No Capítulo 1, foi feita a introdução ao tema onde se destaca a problemática abordada e onde se definiram os objetivos a atingir com o presente trabalho.

De seguida, no Capítulo 2, é descrito o panorama dos recursos hídricos e potencial hidroelétrico na bacia hidrográfica do rio Zambeze e particularmente em Moçambique.

No Capítulo 3, é apresentado em linhas gerais os dados que devem ser recolhidos, bem como, a metodologia utilizada no presente estudo.

No Capítulo 4, são iniciados os estudos à bacia hidrográfica do Rio Revuboé onde são identificadas, apresentadas e caracterizadas as alternativas propícias à implantação de aproveitamentos hidroelétricos. A caracterização das alternativas é realizada ao nível topográfico, hidrológico e energético.

No Capítulo 5, é realizado o estudo preliminar da alternativa mais vantajosa do ponto de vista energético, de modo a confirmar a viabilidade técnica e económica dessa alternativa.

Por fim, no Capítulo 6, são apresentadas as conclusões retiradas do estudo desenvolvido. São também apresentadas as limitações existentes e as potencialidades futuras. Para terminar são propostas recomendações para continuação dos trabalhos.

No ANEXO A, são apresentadas as figuras com as curvas de duração média dos caudais médios diários para todas as alternativas estudadas. Também estão presentes as figuras com o cálculo do caudal de dimensionamento para as 12 alternativas e os quadros com a análise de sensibilidade realizada respetivamente para cada alternativa de estudo.

No ANEXO B, são apresentadas as fórmulas e os resultados de alguns passos do estudo preliminar da alternativa 9. Termina na apresentação das características principais do aproveitamento hidroelétrico projetado.

Nos Desenhos 1 e 2 são apresentadas as plantas, cortes e perfis de uma solução preliminar para o aproveitamento hidroelétrico no local de estudo da alternativa 9.

2. BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE, E O CASO PARTICULAR DO RIO REVUBOÉ.

2.1. DADOS GERAIS PARA O ESTUDO

Moçambique é um país da África Austral e está situado na costa sudeste do continente africano entre os paralelos 10° 27' e 26° 52' de latitude Sul e os meridianos 30° 12' e 40° 51' de longitude Este.

Moçambique tem 11 províncias sendo que a maior é Niassa e a mais pequena, a Cidade de Maputo. Como mostra um estudo do Instituto Nacional de Estatística de Moçambique (INE, 2012), o crescimento populacional em Moçambique tem uma taxa positiva de cerca de 2,5%, uma das mais elevadas dos países Africanos. Dados históricos e projeções demográficas mostram que entre 1950 e 1980 a população duplicou de 6 milhões para 12 milhões de habitantes e estima-se que tenha mais que duplicado desde 1980 até ao presente, com os últimos dados a apontar para 24,4 milhões de habitantes. À semelhança dos países Africanos, a população é maioritariamente jovem, em que 45% da população total tem idade inferior a 15 anos. A grande maioria da população habita em zonas rurais e os censos de 1997 e 2007 mostram que o crescimento da população urbana em relação à rural é reduzido, tendo aumentado em apenas um ponto percentual durante esse período (INE, 2012).

Grande parte das bacias hidrográficas Moçambicanas pertencem a rios de regime torrencial, isto é, rios com caudais elevados no período chuvoso, nos meses de outubro a março e caudais muito baixos na época seca, entre abril e setembro. A partir da Figura 2.1, de norte para sul, as principais linhas de água são os rios Rovuma, Lúrio, Ligonha, Zambeze, Púngué, Buzi, Save, Limpopo, Incomati, Umbeluzi e Maputo.

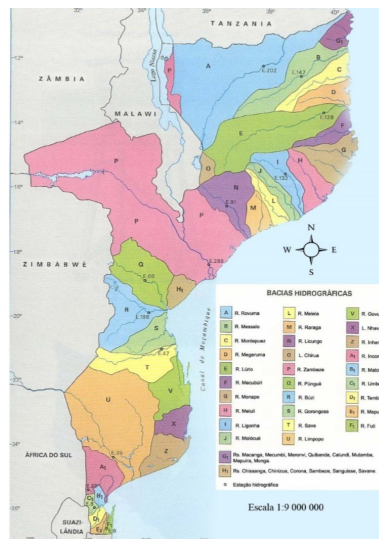


FIGURA 2.1 MAPA DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DE MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE MINED, 1986).

Moçambique está situado na zona intertropical e é atravessado pelo Trópico de Capricórnio nas províncias de Inhambane e Gaza. Em termos de clima, existem quatro variações: tropical húmido,

tropical seco, tropical semiárido e clima modificado pela altitude. Em geral o território é quente e húmido e as principais variações tem a ver com altitude, exposição marítima, continentalidade e latitude.

As temperaturas tendem a ser maiores nas latitudes mais baixas. No entanto, as zonas mais elevadas a norte e centro do país têm as temperaturas médias anuais mais baixas de cerca de 18 a 20 ° C., ao passo que as temperaturas mais elevadas estão na zona litoral entre 24 e 26 ° C.

Há apenas duas estações do ano, a estação das chuvas, que vai de outono a abril e é mais quente e húmida, e a estação seca, em que a precipitação é muito reduzida, principalmente entre junho e agosto.

As precipitações variam bastante havendo registos de precipitação média anual inferiores a 400 mm em Pafuri na região de Gaza e registos até 2000 mm de precipitação média anual em Tacuane na Zambézia (MICOA, 2002). Ao longo de todo o território, Moçambique tem uma precipitação média anual de 940 mm com grandes variações regionais (ver Figura 2.2).

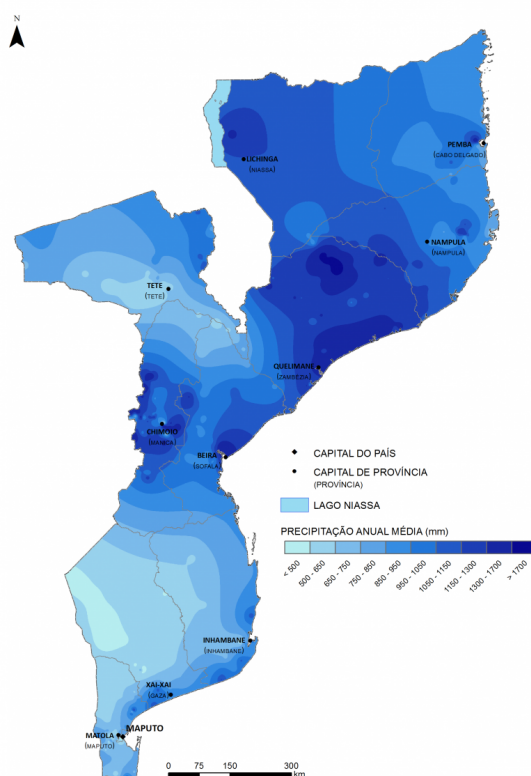


FIGURA 2.2 MAPA DE PRECIPITAÇÕES DE MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE GESTO ET AL., 2014).

O Instituto Nacional de Gestão de Calamidades (Asante, K. e Vilankos, A. 2009) realizou um relatório sobre o impacto das mudanças climáticas no país onde se fez a previsão de secas, cheias e subida do nível do mar. O relatório chegou à conclusão que a precipitação em Moçambique poderá sofrer um ligeiro aumento no futuro. No entanto há indicação que nos vales do rio Save e Zambeze a precipitação não vai sofrer alteração inclusive na região de Tete. A Figura 2.3 representa o mapa de escoamento médio anual para a zona Norte e Centro de Moçambique.

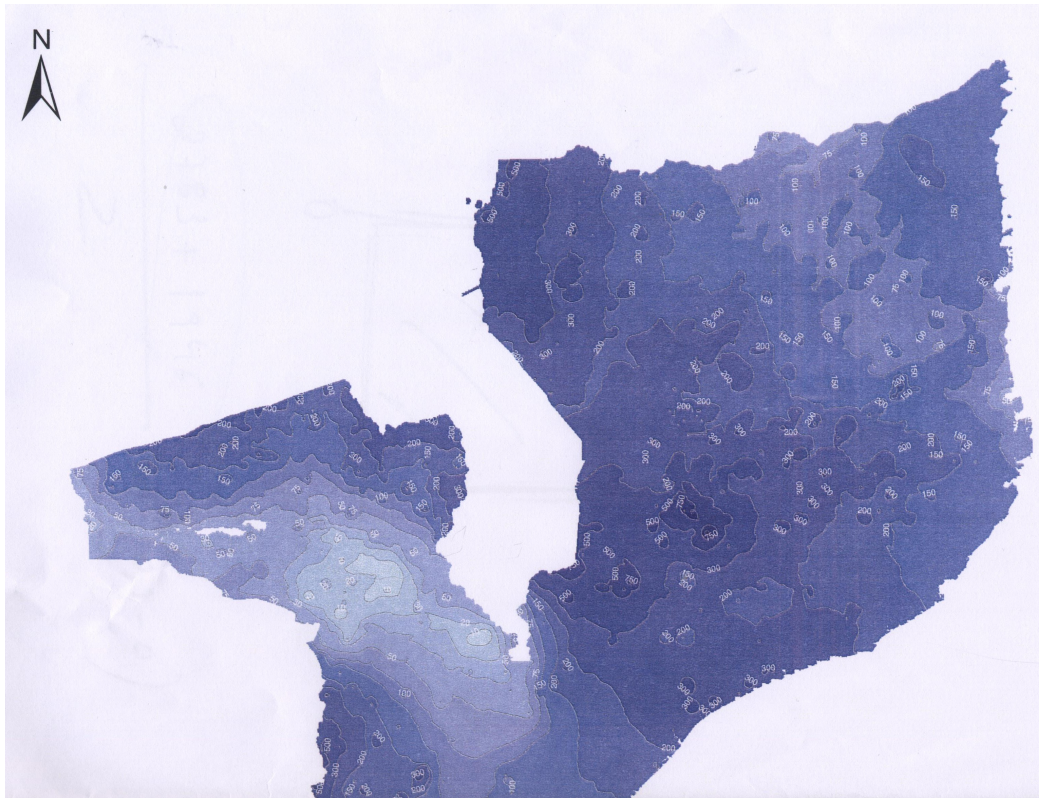


FIGURA 2.3 MAPA DE ESCOAMENTOS DE MOÇAMBIQUE, ZONA NORTE E CENTRO (ADAPTADO DE GESTO ET AL., 2014).

Moçambique situa-se nos troços finais dos principais rios que passam em seu território (ver Figura 2.4). Cerca de 70% do escoamento total do país é proveniente de 2,5 milhões de Km² dos países de montante (Gesto et al., 2014) que drenam as suas águas para Moçambique, o que torna o país bastante dependente da gestão que esses países fazem dos seus recursos hídricos.

Segundo o Atlas das Energias Renováveis (Gesto et al., 2014), em termos energéticos os recursos hídricos são os que apresentam maior potencial económico com mais de 1400 projetos identificados e uma produção de 18 GW. Deste total cerca de 351 projetos com uma capacidade de produção de 5,6 GW apresentam pré viabilidade técnica e económica.

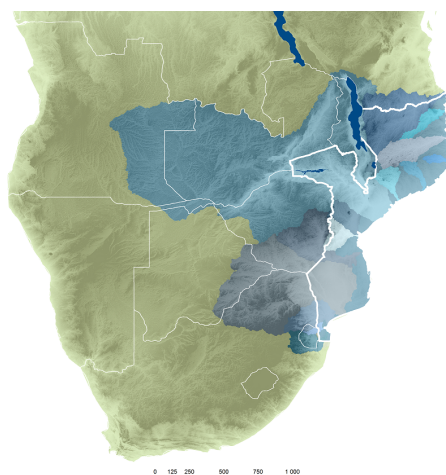


FIGURA 2.4 MAPA DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DE MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE GESTO, 2014).

Em Moçambique, a bacia hidrográfica do Rio Zambeze concentra na zona de Cahora-Bassa e na zona de Mphanda Uncua, em Tete, o maior potencial hidroelétrico (ver Figura 2.5). O resto do potencial hidroelétrico está situado principalmente a Norte na província de Nampula e ao Centro em Manica e Sofala. Atualmente a potência energética instalada é de cerca de 2200 MW. O potencial energético ainda por explorar em aproveitamentos hidroelétricos de pequena escala pode chegar a 190MW (Chambal, 2010 retirado de Klunne, 2013). Os aproveitamentos hidroelétricos existentes e em fase de desenvolvimento estão resumidos no Quadro 2.1. A política de energias renováveis de Moçambique identificou mais de 60 projetos para aproveitamentos hidroelétricos com um potencial total superior a 1000 MW. No entanto a Agência Internacional de Energias Renováveis constata que a grande barreira ao desenvolvimento destes aproveitamentos é a falta de uma estrutura de apoio aos produtores de energia independentes (IRENA, 2012 retirado de Klunne, 2013).

Em 2013 apenas 6 aproveitamentos hidroelétricos estavam ligados à rede nacional Moçambicana. Existem inúmeros sistemas energéticos existentes que, no entanto, não estão ligadas à rede nacional. Apenas uma pequena parte destes sistemas que foram desenvolvidos pelo Fundo Nacional de Energia (FUNAE) estão identificados pelo que não se consegue saber ao certo a quantidade de energia que este tipo de sistemas atualmente produz.

Em 2009 cerca de 99,7% do total de energia produzida em Moçambique foi energia Hidroelétrica. No entanto o abastecimento de energia elétrica só chega a 14 % do território. Apenas 25% das áreas urbanas e 5% das zonas rurais estão eletrificadas. Isto significa que o abastecimento de energia à população é muito reduzido. A companhia Eletricidade de Moçambique, EDM, tem planos para a extensão da rede elétrica nacional. O objetivo concreto é fornecer energia elétrica a pelo menos 15% da população até 2020 (Reegle, 2011 retirado de Klunne, 2013)

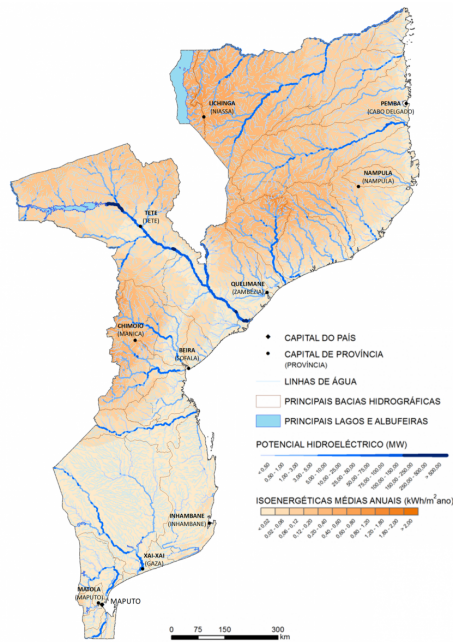


FIGURA 2.5 MAPA DO POTENCIAL HIDROELÉTRICO EM MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE GESTO ET AL., 2014).

Por observação da Figura 2.6 constata-se que a zona litoral de Moçambique é a que tem mais acesso à energia, e que zonas do interior norte e sul do país estão completamente isoladas da rede elétrica nacional.

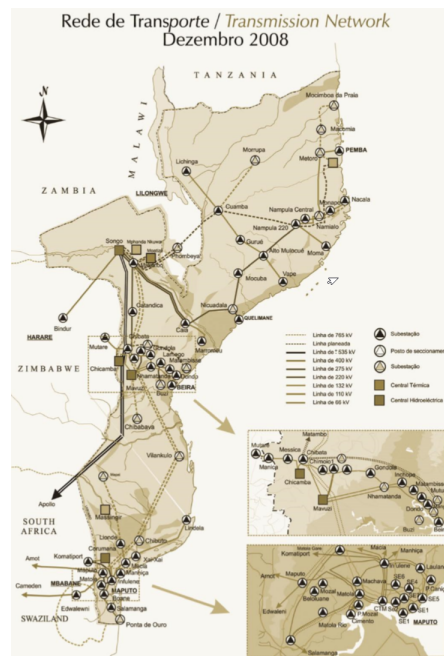


FIGURA 2.6 REDE ELÉTRICA NACIONAL DE MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE ELETRICIDADE DE MOÇAMBIQUE, 2008)

QUADRO 2.1 APROVEITAMENTOS HIDROELÉTRICOS EM MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE KLUNNE, 2013).

Aproveitamento (Potência)	Operacional	Em Desenvolvimento
	Tendayi (14 kW)	Chiurairue (23.1 kW)
	Jimy (18 kW)	Majaua (530 kW)
	Ndiriri (20 kW)	Rotanda (620 kW)
	Lino (22 kW)	Mphanda Nkuwa (1500 MW)
	Nquarai (22 kW)	
	Chihururu (22.2 kW)	
	Ngwarai (25 kW)	
	Chitofu (30 kW)	
	Honde (75 kW)	
	Lichinga (750 kW)	
	Cuamba (1.1 MW)	
	Corumana (16.6 MW)	
	Chicamba Real (38.4 MW)	
	Mavuzi (52 MW)	
	Cahora Bassa (2075 MW)	

2.2. A BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE

A bacia hidrográfica do rio Zambeze (BHZ) é a quarta maior bacia hidrográfica de África. Situa-se na África Austral, entre as latitudes 20°S e 9°S e as longitudes 18°E e 36°E. O Rio Zambeze tem a sua origem no Noroeste da Zâmbia 1450 m acima do nível do mar e cobre uma área de 1 370 000 km².

Ao longo dos seus 2574 km de comprimento a BHZ recebe água proveniente de Angola, Botsuana, Maláui, Moçambique, Namíbia, República Democrática do Congo, Tanzânia, Zâmbia e Zimbábue. A descarga média na foz do rio Zambeze é estimada em mais de 4 100 m³/s (UNEP, 2010).

A BHZ contém regiões áridas, semiáridas e húmidas. A precipitação destas regiões é influenciada principalmente pela Zona de Convergência Intertropical. Normalmente a precipitação é elevada na zona Norte e Este da bacia, e bastante baixa a Sul e Sudoeste. O intervalo de precipitação média anual varia entre 1500 mm/ano no norte da Zâmbia e 500 mm/ano no Zimbábue, Namíbia e Botsuana como está representado na Figura 2.7.

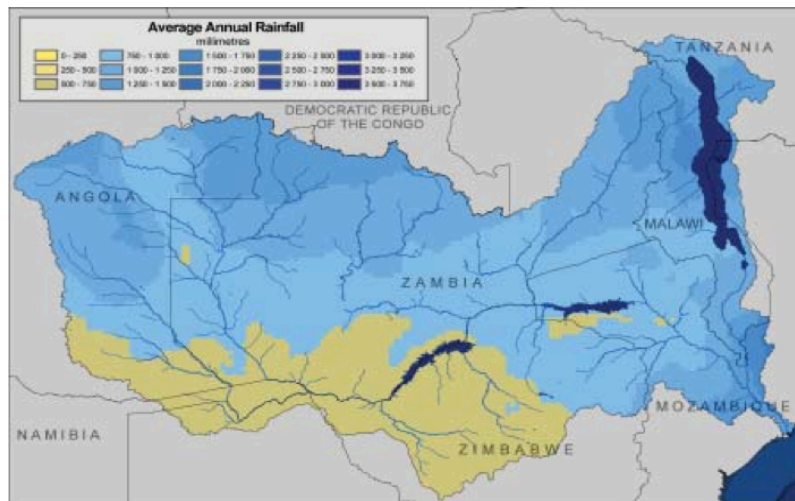


FIGURA 2.7 PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ZAMBEZE (RETIRADO DE UNEP, 2010).

Há uma grande variação sazonal das chuvas identificando-se duas estações distintas. Um inverno árido entre maio e outubro e um verão com chuvas tropicais intensas entre os meses de dezembro a abril. Devido à imprevisibilidade e variabilidade climática da região, é frequente haver grandes inundações ou prolongadas secas. Devido à extensa área e ao clima o caudal de ponta de cheia do rio Zambeze pode chegar a ser quatro vezes maior com valores perto dos 16 000 m³/s como mostra a Figura 2.8.

Cerca de 30 milhões de pessoas habitam a bacia hidrográfica do rio Zambeze das quais 85 % vive no Maláui, Zâmbia, e Zimbábue, dentro de 4 importantes sub-bacias: Kafue, Kariba, Tete e Rio Shire e Lago Niassa (Banco Mundial, 2010). É nestas zonas que se encontram as maiores cidades e aglomerados urbanos da região como são o caso de Lusaka e as cidades da província de Copperbelt na Zâmbia, Harare e Bulawayo no Zimbábue, e Lilongwe e Blantyre no Maláui (Africa Water Atlas, 2010).

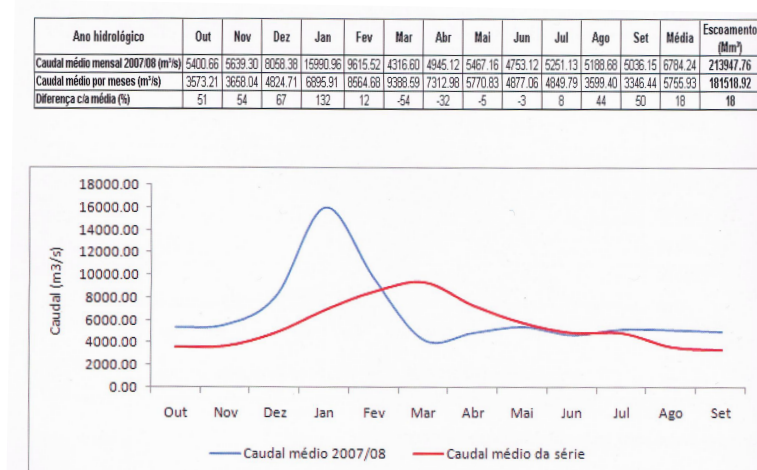


FIGURA 2.8 CAUDAIS MÉDIOS MENSAIS DO RIO ZAMBEZE EM TETE, MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE DNA, 2007/2008).

Tal como a generalidade de África, a grande parte da população é rural. A proporção da população rural varia de um país para o outro, de mais de 50% na Zâmbia a cerca de 85 % no Malawi (Banco Mundial, 2010). Estas diferenças regionais têm a ver com a disponibilidade de água para consumo, agricultura e indústria.

O setor primário é a principal atividade económica da região onde dados apontam para cerca de 60% da população a trabalhar no setor. No setor terciário a Saúde e Educação são as atividades com maior expressão. O setor secundário está muito pouco desenvolvido devido essencialmente à falta de energia e infraestruturas. As principais receitas económicas são a agricultura, a pesca, a exploração mineira, o turismo e a manufatura (OJUKWU, C., 2010).

As diferenças económicas são significativas entre os países ribeirinhos onde o PIB *per capita* anual no Zimbabué é de apenas 122 USD\$ enquanto, no país vizinho, o Botsuana ultrapassa os 7000 USD\$. Estas diferenças significativas são principalmente devido a recursos minerais valiosos tais como o petróleo e diamantes (Banco Mundial, 2010). Apesar disto a pobreza extrema é ainda um grave problema.

A bacia hidrográfica do rio Zambeze tem um enorme potencial para a redução da pobreza na região através da produção de energia hidroelétrica e do abastecimento de água às populações ribeirinhas. É um dos recursos naturais mais valiosos de África com uma vida selvagem e diversidade biológica única no Mundo. Mas é também um dos sistemas mais explorados energeticamente, tendo barragens construídas ou projetadas ao longo de todo o seu trecho principal e nos seus afluentes mais importantes. Algumas destas barragens têm bastante impacto ecológico na região devido à sua enorme dimensão nomeadamente a barragem de Kariba e Cahora Bassa.

Das barragens construídas no rio Zambeze há duas com uma especial importância devido ao impacto que têm na bacia hidrográfica do rio Zambeze e também na vida dos seus habitantes: a Barragem de Kariba (Figura 2.9 A) e a Barragem de Cahora-Bassa (Figura 2.9 B).

Com 128 m de altura a Barragem de Kariba é uma das maiores barragens do Mundo e tem o maior reservatório artificial do planeta, com uma capacidade máxima que ultrapassa os 180 km³ que se estende por um comprimento de mais de 300 Km. O lago Kariba é a albufeira criada por esta barragem e cobre uma área aproximada de 5500Km². Finalizada em 1959, esta barragem, situada numa fronteira internacional, produz energia repartida entre a Zâmbia e Zimbabwe respetivamente pelas centrais Kariba Norte e Kariba Sul. É gerida pela Zambezi River Authority (ZRA), companhia que é detida pelos estados dos dois países e tem uma potência instalada de 1320 MW repartida entre as 2 centrais hidroelétricas e que equivalem a uma descarga de 1800 m³/s. O caudal médio anual na secção da barragem é de cerca de 1300 m³/s e o descarregador de cheias, dimensionado para um caudal com um período de retorno de 10 000 anos, tem uma capacidade de descarga de 9500m³/s. A barragem de betão em arco com dupla curvatura tem sido caso de estudos e melhorias ao longo do tempo, no entanto a erosão provocada na base da barragem do lado de jusante tem colocado sérios riscos à sua segurança (WCD, 2000).



A)



B)

**FIGURA 2.9 A) BARRAGEM DE KARIBA, VISTA DO LADO DO ZIMBABWE (RETIRADO DE Palitza, K., 2013).
B) BARRAGEM DE CAHORA BASSA (RETIRADO DE HCB, 2012).**

A Barragem de Cahora Bassa situada em Moçambique é o maior empreendimento hidroelétrico alguma vez realizado por Portugal e foi concluído no ano de 1974. Tem uma altura de 163,5 m até à cota do coroamento a 331 m acima do nível médio do mar. O nível pleno de armazenamento está à cota de 326 m. A comporta de descarga de superfície situado à cota de 320,5 m tem uma descarga máxima de 600 m³/s e serve para limpeza de material flutuante. A barragem conta ainda com mais 8 descarregadores de meio fundo (principais) com orifícios do tipo trampolim para afastar os jatos de água do pé da barragem. Estes descarregadores têm uma capacidade total de descarga de 13 800 m³/s. A central hidroelétrica está equipada com cinco grupos Francis verticais com um caudal unitário de 452 m³/s e uma potência de 415 000 kW (HCB, 2012). O Lago de Cahora Bassa criado pela barragem tem 75,5 km³ de volume que se estendem por cerca de 2700 km². (Matos J., 2014).

Estas barragens conseguiram mitigar alguns problemas de inundações no Delta do Zambeze, que doutra forma seriam muito mais frequentes e intensas, embora o problema ainda persista. Por outro lado, as albufeiras criadas pelas barragens foram responsáveis pelo deslocamento de várias vilas e aldeias devido à sua dimensão. Atribui-se também culpa a estas barragens à deterioração da fauna e da flora devido às planícies de inundação terem ficado privadas de muitos nutrientes das águas do Zambeze uma vez que muitos sedimentos ficam retidos nestas albufeiras. É também atribuída em parte a estas barragens a variação de temperatura média anual na região, e com isto, o aumento da perda de água por evaporação e evapotranspiração, e também, as alterações do regime hidrológico com variações de precipitação média que têm provocado cheias maiores, e secas mais severas e que vêm acontecendo desde a sua construção. Na Figura 2.10 é possível verificar que a queda do rio principal está praticamente toda preenchida por aproveitamentos hidroelétricos.

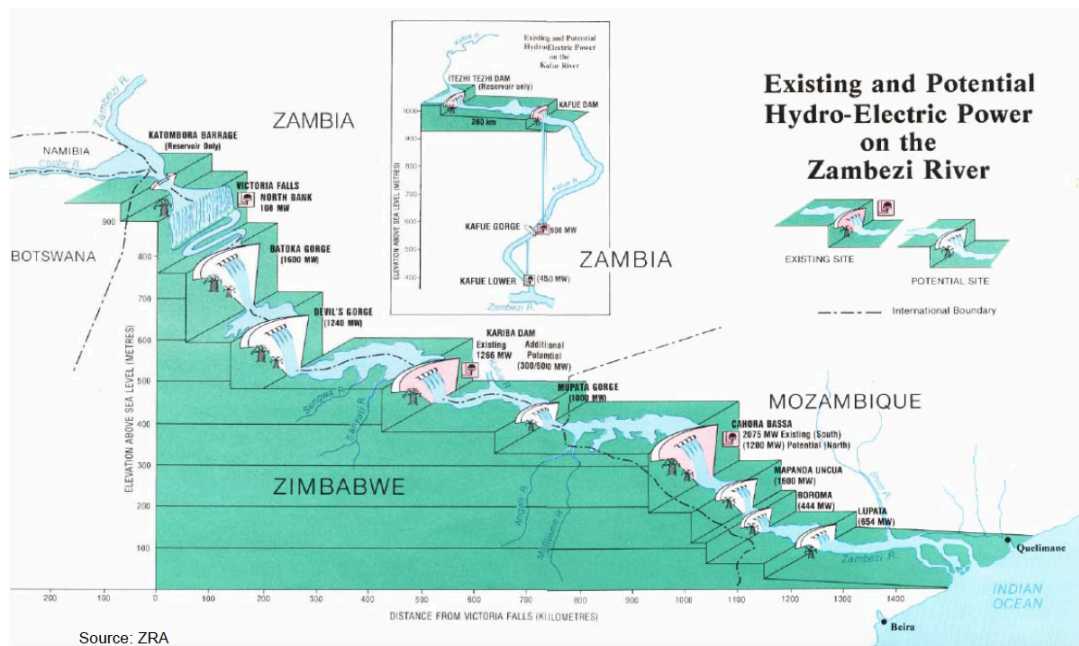


FIGURA 2.10 DIVISÃO DA QUEDA NO RIO ZAMBEZE (RETIRADO DE MACDONALD, M., 2008).

Ainda assim é possível aumentar o rendimento do potencial hidroelétrico do Zambeze pela criação de aproveitamentos de pequena escala nos seus afluentes menos importante. Deste modo consegue-se transportar energia e água até zonas mais remotas sem causar os impactos ambientais que uma grande barragem provoca.

2.3. A BACIA HIDROGRÁFICA DO REVUBOÉ

O rio Revuboé é um rio situado em Moçambique entre os meridianos 33°30' e 34°40' de longitude Este e entre os paralelos 14°24' e 16°12' de latitude Sul na província de Tete, a terceira maior província de Moçambique com 100 724 Km². Desagua no Rio Zambeze imediatamente a jusante à cidade de Tete. Os limites a Norte e a Este da bacia do Revuboé delimitam a fronteira entre Moçambique e o Maláui. A Oeste encontra-se com a bacia do rio Mavudzi, enquanto que a Sul o rio Revuboé vai desaguar ao rio Zambeze. O estudo inclui, para além do próprio rio Revuboé, o principal tributário do Revuboé, o rio Condédzi e também um tributário secundário, o rio Pônfi, por beneficiarem de quedas acentuadas que podem proporcionar uma forte componente hidroelétrica. Estas quedas são resultantes de um acidente topográfico bastante demarcado na região.



FIGURA 2.11 LOCALIZAÇÃO DA BACIA DO RIO REVUBOÉ EM MOÇAMBIQUE.

A Figura 2.11 e Figura 2.12 foram obtidas com recurso à base de dados do software ArcGIS 10.1. Deste se extraiu a área da bacia e a rede fluvial pela manipulação de modelos de elevação digital SRTM cujo processamento se encontra explicado mais à frente no capítulo 4.



FIGURA 2.12 A BACIA DO RIO REVUBOÉ (A SOMBREADO), O RIO REVUBOÉ (A AZUL CARREGADO) E OS TRIBUTÁRIOS CONDÉZI E PÕNFI (A TRAÇO AZUL MAIS FINO).

Pelos dados do INE (2012), na província de Tete, onde se situa a zona de estudo, a densidade populacional é de 23 hab/km² abaixo da média nacional de 30 hab/km². Este resultado indica que a população na região está muito dispersa e é principalmente rural.

A precipitação na bacia hidrográfica do rio Revuboé tem valores médios anuais que variam entre 650 mm na zona Sul e os 1050 mm na zona Norte como se pode ver pela Figura 2.2. Do mesmo modo o escoamento médio anual tem valores de 10mm a Sul e de 300mm no Norte da bacia hidrográfica. (Figura 2.3). A bacia do rio Revuboé tem clima modificado pela altitude o que significa temperaturas médias mais baixas e maior pluviosidade inclusive com chuvas na estação seca. De acordo com o Plano de Ação Nacional de Combate à Seca e à Desertificação (MICOA, 2002), toda a zona norte do rio Zambeze tem mais de 80% de probabilidade das necessidades mínimas de água para todo o ciclo vegetativo das culturas ser atingido durante a época das chuvas. Ou seja, apenas em 2 a cada 10 anos podem ocorrer problemas de défice hídrico, não sendo previsíveis alterações climáticas significativas para a região de Tete. Isto é em parte devido à precipitação da bacia ter características permanentes quer pela altitude quer pela sua localização na região intertropical.

Pela análise da Figura 2.6 a rede elétrica nacional de Moçambique tem uma subestação na cidade de Tete, pelo que a ligação à rede nacional pelos futuros aproveitamentos hidroelétricos na bacia do rio Revuboé deverá ser encaminhada até Tete.

3. ANÁLISE ENERGÉTICA - METODOLOGIA GERAL

3.1. FASES PARA A IMPLANTAÇÃO DE UM APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO

Segundo o manual de inventário hidroelétrico do Centro de Pesquisas de Energia Elétrica (CEPEL, 2007) na elaboração de um projeto de aproveitamento hidroelétrico ou conjunto de aproveitamentos os estudos de inventário hidroelétrico são realizados em quatro fases:

- **Planeamento do Estudo** – É a fase inicial onde se planeia e organiza os levantamentos e estudos necessários ao desenvolvimento da análise. É também apresentado um programa de trabalhos a executar.
- **Estudo Preliminar** – Nesta fase é feito o estudo das alternativas de divisão da queda e aproveitamento do potencial hidroelétrico da bacia hidrográfica. As alternativas são selecionadas com base nos proveitos energéticos e económicos e no impacte socioambiental.
- **Estudo Final** – No Estudo Final do Inventário, são detalhadas as obras, instalações e soluções que correspondam à otimização do aproveitamento hidroelétrico tendo em conta levantamentos de dados e estudos mais aprofundados. A análise de custos e proveitos é feita de uma forma rigorosa.
- **Avaliação Ambiental Integrada da Alternativa Selecionada** – De forma a complementar o Estudo Final, são estabelecidas diretrizes para a continuidade dos estudos e conceção de projetos futuros, que apresentem efeitos cumulativos e sinérgicos resultantes dos impactos criados pelo conjunto de aproveitamentos que compõem o sistema.

Neste trabalho, pretende-se fazer o Estudo Preliminar da bacia do Rio Revuboé, ou seja, uma análise do potencial hidroelétrico em vários locais com potencialidade para a implantação de uma barragem na bacia do Rio Revuboé. Por fim, pretende-se selecionar o local com maiores benefícios energéticos, sendo realizado um pré-dimensionamento das principais obras e instalações do aproveitamento hidroelétrico com o intuito de estimar a sua viabilidade técnico-económica.

3.2. RECOLHA E ANÁLISE DE DADOS

3.2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nos pontos seguintes, indica-se a metodologia que teoricamente deveria ser seguida na recolha e análise de dados. No presente trabalho, dada a sua natureza académica, só foi seguida parte da metodologia descrita fazendo-se, contudo, a sua descrição na totalidade para trabalhos futuros. Em primeiro lugar é preciso fazer a recolha de dados cartográficos, geológicos, geotécnicos, hidrometeorológicos, socioambientais e de custo, de carácter regional e local. A análise desses dados permite avaliar com certa confiança os locais propícios à implantação de um aproveitamento hidroelétrico, as alternativas da divisão da queda, o potencial energético e ainda perceber os dados adicionais necessários às etapas posteriores.

3.2.2. TOPOGRAFIA

A informação topográfica é essencial para os cálculos hidrológicos e estudo de locais propícios à implantação de um aproveitamento hidroelétrico, pelo que, se deve obter os seguintes dados:

- Cartas topográficas e mapas temáticos – Obtidos junto a órgãos públicos de produção cartográfica como por exemplo o Centro Nacional de Cartografia e Teledeteção (CENACARTA) ou o Instituto Geográfico do Exército (IGeoE) em Portugal. Deverá ser feita a análise de confiança aos dados topográficos, baseada na metodologia da sua obtenção e ser assim viável a sua utilização nos estudos do inventário.
- Pontos de apoio planimétrico e altimétrico – Levantamento dos pontos geodésicos na área de interesse, junto aos órgãos competentes. Deve ser verificada a precisão, disponibilidade e integridade dos marcos geodésicos. O levantamento geodésico e topográfico deve ser realizado por entidades públicas ou privadas que garantam a qualidade necessária dos dados. Neste estudo tal informação não é viável.
- Sistemas de Informação Geográfica – Obtenção dos dados junto a entidades públicas e/ou privadas as quais podem ser selecionadas de acordo com a base cartográfica utilizada e a qualidade do banco de dados associado.

Outros documentos úteis são:

- Imagens de Satélite – Recolha de informações junto às entidades competentes. É necessário verificar a cobertura existente sobre a área de interesse, em especial, o índice de cobertura de nuvens, as datas da tomada das cenas, escalas de mapeamento possíveis e a existência de estéreos pares.
- Fotografias aéreas – Recolha de informação junto a órgãos públicos ou empresas de mapeamento. Essas informações deverão ser analisadas quanto à sua utilidade para fases posteriores. Devem ser pesquisadas a existência e disponibilidade de fotos aéreas da área de interesse. Neste estudo não foi possível obter este tipo de informação.
- Mapa Geoidal – Recolha de informações quanto aos sistemas de projeção geoidal junto a universidades e institutos geográficos.

É preciso ter em atenção na análise dos dados recolhidos nomeadamente no que diz respeito à qualidade do sistema de projeção utilizado e a compatibilidade das referências (datum altimétrico e planimétrico).

3.2.3. HIDROLOGIA

Deve-se recolher os dados hidrológicos que correspondam às séries de caudais médios diários líquidos e sólidos, bem como, dados meteorológicos tais como precipitação e temperatura, das estações existentes na bacia hidrográfica e com período de registo suficientemente longo e sem interrupções. Também podem ser levantadas informações quanto ao registo de observações de níveis de água (limnigramas) e registo de altura de chuva precipitada (pluviogramas) devendo estar indicado tanto o

tipo como o período dos dados recolhidos e a respetiva identificação e localização da estação hidrométrica.

Como explica o manual de inventário do CEPEL (2007), *“não havendo informações suficientes e fiáveis, será necessário, durante o Estudo Preliminar, gerar as séries de caudais médios mensais e os caudais extremos a partir de estudos de regionalização, ou de modelos determinísticos, apoiados nos dados fluviométricos e pluviométricos disponíveis não só na bacia em estudo, mas também em regiões contíguas com comportamento hidrológico e hidrogeológico semelhante”*. Deve ainda ser proposto a criação de estações udométricas e hidrométricas, temporárias ou permanentes, nos locais de estudo hidrológico e outros pontos de interesse.

Em termos sedimentológicos é recomendada a recolha de dados sobre as condições de erosão da bacia através de mapas de uso do solo, mapas de erosão potencial, desmatamentos ou outras informações obtidas em visita de campo. Estes dados deverão contemplar os trechos de rio onde os processos de erosão e assoreamento podem sofrer alterações devido à implantação de barragens, pontes ou outras obras hidráulicas. Deve-se também consultar informação técnica relativo a projetos de barragens e pontes onde foram realizados estudos geológicos para os mais diversos fins. No presente estudo não foi possível a obtenção de grande parte destes dados.

3.2.4. USOS MÚLTIPLOS DA ÁGUA

Usualmente, em cada estado há instituições responsáveis por gerir políticas e estratégias dos recursos hídricos do país. Nomeadamente em Portugal esta instituição é a Agência Portuguesa do Ambiente (APA) e em Moçambique é a Direção Nacional de Águas (DNA). Deve-se obter junto destas instituições as informações sobre os diversos usos da água com o objetivo de potencializar a utilização dos recursos hídricos na bacia hidrográfica de acordo com os planos de bacia, quando houver, bem como os planos nacionais integrados disponíveis. Esta informação possibilita a elaboração de cenários para a utilização da água onde se comparam os benefícios energéticos com os impactos socioambientais, servindo de base para se encontrar a solução ótima para a gestão dos recursos hídricos na bacia de referência. São considerados planos futuros de uso do reservatório para água para consumo, água para uso industrial e agrícola, exploração turística e aquicultura e ainda a consideração de caudais ambientais que afetam diretamente a produção de energia elétrica. Caso a bacia em estudo já esteja contemplada num plano de bacia em conformidade com a legislação vigente, o cenário deverá levar em consideração todos os usos descritos e projeções para o futuro. Não tendo sido encontrados planos futuros para a bacia do Revubóé nem dados concretos sobre a procura e necessidade de água, o estudo considera apenas uso da água exclusivamente para produção elétrica.

3.2.5. GEOLOGIA E GEOTECNIA

Os dados básicos que devem ser levantados são documentos existentes, a partir de pesquisa bibliográfica, que contenham mapas geológicos e geomorfológicos, estudos geológico-geotécnicos,

imagens de radar e fotografias aéreas que caracterizem a bacia hidrográfica em relação às fontes de erosão, recursos minerais, estabilidade de encostas naturais, sismicidade natural e induzida, estanqueidade e conformação dos reservatórios. Deve-se também obter dados geotécnicos de centrais hidroelétricas estudadas e construídas na região, ou em condições geológicas similares às existentes na área dos estudos, bem como, de estradas e outras obras de vulto. Os mapas geológicos, geomorfológicos, de potenciais de mineralização, de sísmica e tectónica, têm de ter escala, área de abrangência, órgão executor e ano. Deve-se recolher dados sobre recursos minerais na forma de mapas de localização das áreas de pesquisa e lavra. Estes dados deverão permitir caracterizar as condições de fundação e escavação para a implantação de estruturas, os materiais naturais de construção disponíveis na área, zonas de instabilidade geotécnica, zonas suscetíveis de erosão e a identificação de locais propícios à implantação de aproveitamentos hidroelétricos. Para a caracterização dos eixos de implantação das barragens, devem-se apresentar secções geológicas e geotécnicas com o provável topo rochoso e tipos de materiais encontrados no sítio e executar poços de inspeção e sondagens que ajudem a complementar os dados recolhidos. A este respeito, as informações disponíveis para a zona do presente estudo são escassas e limitadas.

Se não existirem mapas ou informações geológicas adequadas da região em estudo, deve-se propor a elaboração de mapas fotogeológicos preliminares da faixa de interesse dos rios a serem estudados. Por fim, a principal preocupação na fase de Estudo Final, é garantir com alguma certeza a caracterização das condições de fundação complementando assim as informações obtidas nos estudos anteriores através de poços manuais, trincheiras, furos a trado ou sondagens geofísicas. Nessa fase deve-se também avaliar os recursos minerais que sofrem influência dos reservatórios. Devido ao carácter académico do presente estudo não existe informação a este respeito.

3.2.6.MEIO AMBIENTE

A avaliação dos impactes ambientais à configuração do plano de bacia, permite rapidamente identificar oportunidades ou restrições que influenciam a escolha dos locais de implantação dos aproveitamentos hidroelétricos e as alternativas de divisão de queda, e ainda, a elaboração do plano de trabalhos e a estimativa de custos das fases seguintes. Os dados podem ser encontrados junto a órgãos públicos, governamentais, universidades e centros de pesquisa. Consistem na identificação de espécies raras, endêmicas ou em vias de extinção, áreas de prioridade para a conservação da biodiversidade, áreas de interesse ecológico, áreas de interesse geológico e valor mineral, atividades económicas afetadas (pesca, agricultura, ...), e ainda no estudo de áreas populacionais, sua localização, sua população, sua infraestrutura económica e social e seu património.

Todos os dados devem ser catalogados e avaliados quanto à sua atualidade e consistência. Para alguns dos aspetos socioambientais as bases de dados serão as mesmas usadas nos estudos dos pontos anteriores. Os estudos não devem ter extensas caracterizações e devem ser conduzidos de modo a proporcionar um quadro referencial compreensivo onde são claramente identificados os aspetos socioambientais negativos mais significativos e que devem ser alvo de maior cuidado.

3.3. CRITÉRIOS BÁSICOS

3.3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise energética e económica de soluções para a construção de um aproveitamento hidroelétrico é sustentada em critérios base que indicam o procedimento a ser adotado. Apesar de alguns critérios serem triviais, a divisão da queda e a escolha dos melhores locais para a implantação de um aproveitamento são critérios que devem ser seguidos de forma iterativa e recursiva de maneira a encontrar a solução mais eficiente possível.

3.3.2. CRITÉRIOS PARA ESCOLHA DE LOCAIS PARA A IMPLANTAÇÃO DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO

Os critérios de escolha dos locais de implantação estão relacionados com dados topográficos, geológicos, geotécnicos, hidrológicos e socioambientais. Os locais para a construção de barragens devem ter em conta um conjunto de características topográficas e geológicas que garantam uma secção transversal do rio com boas condições à construção de um aproveitamento hidroelétrico com custos significativamente mais baixos e que trazem mais vantagens energéticas, económicas e socioambientais relativamente a outras secções do trecho do rio. Em termos topográficos, zonas do trecho do rio onde haja cascatas, quedas de água ou estreitamentos acentuados do vale são especialmente interessantes. Locais com maior quantidade de água disponível são, do ponto de vista hidrológico, mais interessantes. Para a implantação da barragem a geologia do local deve garantir as condições de fundação para construção do aproveitamento hidroelétrico. No caso de aproveitamentos hidroelétricos com reservatório a estanqueidade do local também pode condicionar a escolha. Os locais de estudo devem ser identificados em planta e em perfil servindo de base para as diferentes alternativas da divisão da queda.

3.3.3. CRITÉRIOS DE ARRANJOS

Cada bacia hidrográfica e cada local para a implantação de um aproveitamento hidroelétrico é único e com condições topográficas, geológicas e hidrológicas particulares. Assim a solução usada para a conceção de um aproveitamento hidroelétrico será única e atenderá as características do local. Cada um dos problemas gerados por tais características pode ter várias soluções ou muito poucas, o que implica fazer uma comparação entre os vários cenários possíveis. Nesta fase do trabalho interessa o traçado do eixo da barragem e do eixo do circuito hidráulico:

- Barragem – A localização do eixo da barragem deve estar o mais a montante possível da queda local de maneira a reduzir a altura da barragem e se possível a sua largura de modo a reduzir o volume e o custo da construção.
- Circuito Hidráulico – Este deve ser escolhido tentando situar a central o mais a jusante possível da queda de água de modo a aumentar a queda útil do aproveitamento. Por outro lado, o

caminho do escoamento até à central deve ser o mais direto possível, de modo a ter menor comprimento de circuito e assim reduzir o custo da obra.

3.3.4.CRITÉRIOS DE ANÁLISE HIDROLÓGICA E ENERGÉTICA

O principal objetivo de um aproveitamento hidroelétrico é a produção de energia. A energia produzida é em módulo diretamente proporcional ao trabalho realizado pela queda da massa de água, ou seja, aumenta com o aumento da massa de água e com a altura da queda. A quantidade de água para a produção de energia elétrica deve ser otimizada de modo a ter em conta os volumes afluentes ao aproveitamento e a gama de caudais turbinados. À altura da queda de água devem ser descontadas as perdas de carga verificadas ao longo do circuito hidráulico. Os parâmetros mais relevantes que surgem da análise hidrológica e energética de um aproveitamento a fio-de-água e que servem de base ao dimensionamento e caracterização de um aproveitamento são:

- Potência instalada – Corresponde à capacidade total dos geradores com os distribuidores completamente abertos, e para uma dada queda útil.
- Energia média anual – Corresponde à quantidade de energia produzida ao longo do ano, de acordo com os registos hidrológicos.
- Energia firme – Corresponde à quantidade de energia que o sistema pode atender sem ocorrência de deficits, para as piores condições hidrológicas registadas.

3.3.5.CRITÉRIOS PARA ESTIMATIVA DE CUSTOS DE ENGENHARIA

Na etapa de Estudo Preliminar as diferentes alternativas obtidas são objeto de comparação de modo a selecionar as hipóteses mais competitivas. Desta forma quanto melhor for a qualidade da estimativa de custos, maior será a confiança na seleção das alternativas para a etapa seguinte. Numa primeira etapa a estimativa de custos é feita essencialmente pela utilização de gráficos onde se usam parâmetros de custos globais ou unitários obtidos de obras, serviços e equipamentos do mesmo género que já foram feitas no passado. Assim é feita uma estimativa expedita do orçamento da obra de acordo com os custos padronizados, independentemente das características especiais de cada situação. A estimativa de custos das alternativas que passam a primeira etapa passa a ser mais rigorosa, onde é tido em conta a proposta de arranjo da construção e dimensionamento do aproveitamento hidroelétrico e calculada com base nos dados orçamentais de obras do mesmo género.

3.3.6.CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO ECONÓMICA

Na análise de viabilidade económica de um investimento, a comparação entre os custos e os benefícios deve atender à variação do valor da moeda ao longo do tempo. Para isso é preciso ter em conta certos parâmetros:

- Data Base dos Orçamentos – Corresponde à data à qual são referidos os valores monetários adotados no orçamento.
- Vida útil do Aproveitamento – Corresponde ao tempo, em anos, de operação do aproveitamento hidroelétrico e tem início no começo da sua construção.
- Taxa de atualização – Também denominada como taxa de desconto esta taxa é utilizada para comparar valores presentes com valores futuros, isto é, serve para calcular o valor do investimento à data dos orçamentos, correspondente aos desembolsos e proveitos futuros atendendo à desvalorização que a moeda sofre ao longo do tempo.

Os critérios para analisar a viabilidade de um investimento dependem diretamente dos seguintes índices:

- Valor atual líquido (VAL) – É a diferença entre os benefícios líquidos do aproveitamento e os custos totais de construção e operação atualizados ao presente. Este é o principal critério económico utilizado pois regista a dimensão de lucro ou prejuízo do investimento.
- Índice de rentabilidade (IR) – Este índice deriva diretamente do anterior, pois é o quociente entre os benefícios líquidos e os custos totais do investimento atualizados ao presente. Valores do índice acima de 1 garantem um VAL positivo.
- Taxa interna de rentabilidade (TIR) – É a taxa de desconto para a qual o VAL é nulo. Isto significa que taxas de atualização superiores à TIR inviabilizam o investimento. Este índice é um bom indicador da atratividade de um investimento onde projetos com uma TIR maior que a taxa de atualização são projetos economicamente interessantes.⁵³

3.3.7.CRITÉRIOS PARA SELEÇÃO DE ALTERNATIVAS

No Estudo Preliminar, é feita a eliminação das alternativas que não são vantajosas e competitivas pelos pontos de vista económico-energético e socio-ambiental. Na comparação das alternativas usam-se índices económicos e energéticos de custo/benefício e o índice de impacto socio-ambiental negativo calculados para todas as alternativas. A seleção deve ser feita eliminando as alternativas que apresentem estes índices altos, tendo por base de comparação outras fontes de energia e por comparação direta dos referidos índices entre as diferentes alternativas de aproveitamentos para a bacia hidrográfica em estudo. O valor atual líquido e a quantidade média de energia produzida são os critérios mais importantes do ponto de vista do presente trabalho.

4. CASO DE ESTUDO: ANÁLISE ENERGÉTICA DA BACIA DO RIO REVUBOÉ

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

No presente capítulo são apresentadas as diferentes fases do estudo do rio Revuboé que permitiram selecionar doze locais para implantação de aproveitamentos hidroelétricos e selecionar a melhor alternativa para desenvolver a nível de estudo preliminar.

A abordagem ao problema foi iniciada com a recolha de informação topográfica da bacia do rio Revuboé de modo a definir os locais propícios à implantação de um aproveitamento hidroelétrico. De seguida realizou-se a análise hidrológica com base nos dados disponíveis tendo-se obtido a curva de duração média anual dos caudais médios diários na secção transversal da estação hidrográfica de Chingodzé no rio Revuboé. Esta curva permitiu, por extrapolação, obter a mesma curva para os locais de estudo definidos. Em seguida, e para cada local, foi otimizada a potência a instalar com base numa análise económica simplificada.

A principal dificuldade no presente trabalho foi a escassa disponibilidade de dados hidrológicos, topográficos e económicos. Para ultrapassar algumas incertezas foram realizadas análises de sensibilidade aos parâmetros económicos. Para finalizar o capítulo selecionou-se a alternativa com maiores benefícios económicos para estudo mais aprofundado no capítulo seguinte.

4.2. RECOLHA DE DADOS

Inicialmente obtiveram-se cartas topográficas à escala 1/250 000 da província de Tete, Moçambique, do Instituto Geográfico do Exército Português (IGeoE). Após breve análise ficou claro que as cartas tinham limitações para o estudo em curso por apresentarem baixa resolução altimétrica (Ver exemplo da Figura 4.1). Para zonas remotas onde os dados cartográficos são insuficientes ou pouco precisos a melhor forma de colmatar essas falhas é através do uso de dados obtidos por satélite. Na primeira análise a ferramenta utilizada foi o GoogleEarth que permite ter uma visualização a três dimensões da superfície terrestre e facilmente identificar potenciais sítios com condições favoráveis à construção de barragens.

Em seguida recorreu-se à topografia por satélite através da utilização de Modelos de Elevação Digital (DEM). Neste campo foi realizado um grande avanço através da Shuttle Radar Topography Mission (SRTM), numa missão promovida pela agência governamental NASA para mapear o Mundo. Esta missão mapeou todo o globo com uma precisão aceitável, especialmente até latitudes de $\pm 60^\circ$, usando na resolução espacial das células uma grelha de 3 arco-segundos (aproximadamente 90x90 m).

Segundo *Matos, J. (2014)*, os dados SRTM são os que melhor caracterizam a topografia na bacia do Rio Zambeze e também os que melhor correlação oferecem com o GoogleEarth. Assim para a identificação de bacias de drenagem e da rede hidrográfica fez-se a manipulação dos dados SRTM com o software ArcGIS, com os dados a serem projetados para o elipsoide WGS-84 (ver Figura 4.2).

Através de interpolação dos dados obtiveram-se as áreas de drenagem e perfis longitudinais das linhas de água.

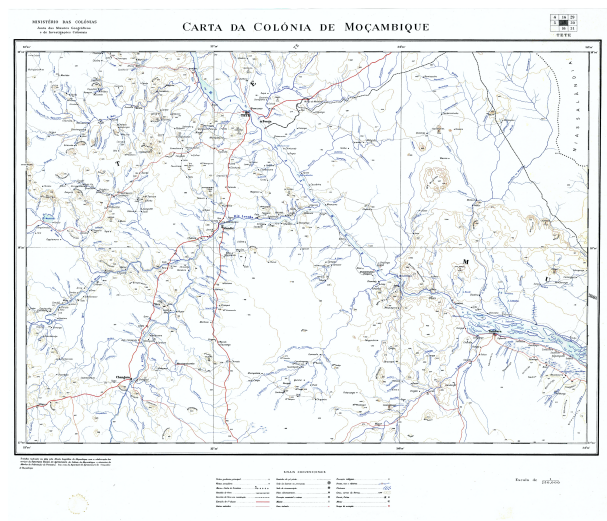
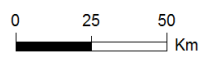
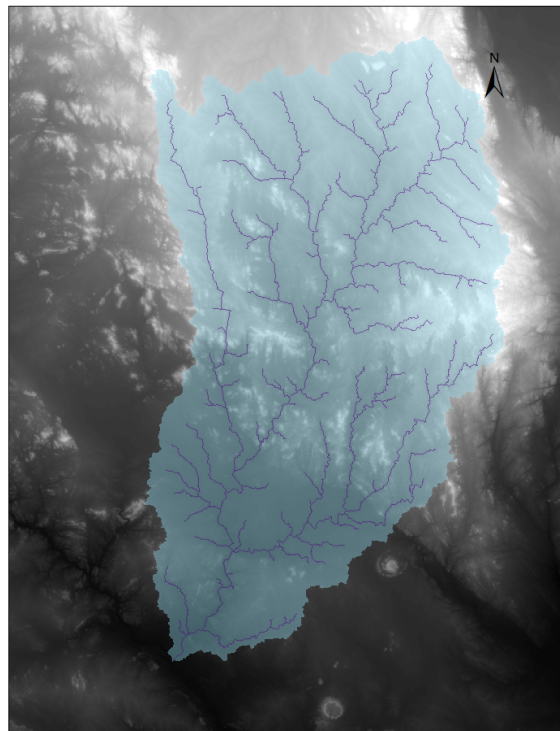


FIGURA 4.1 CARTA MILITAR DA COLÓNIA DE MOÇAMBIQUE Nº13, IGEOE.

As secções transversais do rio foram obtidas utilizando duas bases de dados distintas, o GoogleEarth, com a ferramenta de “perfil de elevação”, e o DEM HydroShed, um produto proveniente da missão SRTM e desenvolvido pela Conservation Science Program of World Wildlife Fund e que contém dados topográficos e hidrográficos na forma de matriz (raster) e vetor. O mapa de elevação digital (DEM) da HydroSHED pertence ao governo dos Estados Unidos e utiliza como base os dados topográficos SRTM versão 3 “unfinished data”. É complementado por informação vetorial sobre rios e lagos tais como a “SRTM Water Body Data”, a rede hidrográfica mundial globalmente vetorizada da “Digital Chart”, a rede hidrográfica vetorizada da “ArcWorld” e a da base de dados “Global Lakes and Wetlands Database” (Lehner, B. et al. 2006).

Através de pesquisa bibliográfica obtiveram-se valores de caudais e respetivas áreas de bacias hidrográficas junto à bacia do Revubóe no relatório do Banco Mundial, (2010), e em estudos hidroelétricos feitos à bacia hidrográfica do rio Capoché, bacia próxima da bacia do rio Revubóe. Também foram obtidos dados hidrométricos da estação de Chingodze.

Esta estação tem registos da altura do nível da água do Rio Revubóe ao longo de 22 anos. A série de dados desses 22 anos está compreendida entre os intervalos de tempo de 1954-1960, 1962-1972, 1997-2001 e 2003-2005 (ver Figura 4.3). Os mapas de precipitação e escoamento fornecidos pelo Atlas das energias renováveis de Moçambique (Gesto et al., 2014) também foram usados no cálculo hidrológico para sustentar os dados anteriormente descritos. Outros dados obtidos foram relatórios de estudos de viabilidade de aproveitamentos hidroelétricos nas bacias vizinhas, nomeadamente, o relatório ao aproveitamento hidroelétrico do Mavudzi que foi usado como referência para o cálculo do caudal de máxima cheia para o rio Revubóe.



Legenda

- Bacia Hidrográfica do Revubóé
- Rede Hidrográfica

FIGURA 4.2 MAPA DE ELEVAÇÃO DIGITAL (DEM) E BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO REVUBOÉ.



FIGURA 4.3 NÍVEL MÉDIO DIÁRIO DO RIO REVUBOÉ NA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODZÉ.

4.3. ANÁLISE TOPOGRÁFICA

4.3.1. ANÁLISE DE DADOS TOPOGRÁFICOS

A caracterização topográfica da bacia hidrográfica do Revuboé foi feita usando o programa ArcGIS para manipular os mapas de elevação digital SRTM. Os mapas obtidos estão projetados no elipsoide WGS 84 assim como todo o trabalho desenvolvido em ArcGIS. Os mapas SRTM são mapas matriciais em que cada célula da matriz corresponde uma área de 90x90 m² e dentro de cada célula existe um valor atribuído correspondente à altitude média.

Para definir a rede hidrográfica e a bacia hidrográfica do rio Revuboé o software ArcGIS tem a capacidade de calcular o gradiente entre os valores das células da matriz e atribuir a direção do escoamento nessa célula. Com a direção do escoamento definida, o programa calcula o número de células cuja direção do escoamento acumula numa dada célula. É possível definir um número mínimo de células acumuladas para que uma dada célula passe a representar uma linha de água. O valor mínimo de células acumuladas considerado na definição da rede hidrográfica foi de 5000 células (ver Figura 4.4). Como cada célula tem uma área de 90x90 m as linhas de água são representadas a partir de uma área de drenagem equivalente a 4050 hectares.

Depois de definida a bacia e a rede hidrográfica usaram-se as tabelas de atributos da bacia criada no ArcGIS para calcular a respetiva área e perímetro da bacia bem como o comprimento dos cursos de água principais. O passo seguinte foi selecionar as linhas de água principais no ArcGis, criar um perfil longitudinal para cada uma delas usando a ferramenta *3D Analyst*. Os perfis longitudinais foram processados em Excel, onde se fez uma generalização ao eliminar as sobrelevações que se verificavam a jusante de alguns pontos do leito do rio. (ver Figura 4.5).

O relevo da bacia hidrográfica do Rio Revuboé é bastante pronunciado tendo a montanha mais alta no distrito da Angónia uma altitude máxima de 2071 m e tendo a sul na convergência do rio Revuboé com o rio Zambeze altitudes mínimas de 121 m. O Rio Revuboé tem cerca de 17669 km² de área de bacia hidrográfica ao longo de um percurso de 303 km. As principais características hidrográficas e geomorfológicas estão resumidas no Quadro 4.1.

QUADRO 4.1 CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS DA BACIA E DA REDE HIDROGRÁFICA DO RIO REVUBOÉ.

Área da Bacia (km²)	17669
Perímetro da Bacia (km)	780
Inclinação média da bacia (%)	8,88
Comprimento da linha de água principal (km)	303
Inclinação média da linha de água (%)	0,43
Altitude máxima do Rio Revuboé (m)	1419,50
Altitude mínima do Rio Revuboé (m)	121,00

O Rio Revubóé nasce na área de montanha existente ao Norte de Tete no distrito de Angónia a que correspondem alturas acima dos 1400 metros. De seguida o rio atravessa o Planalto Moçambicano tipicamente com altitudes acima de 600 m e mais a jusante passa pelo segundo planalto com altitudes entre os 200 e os 400 m. Por fim atinge as planícies de inundação do Rio Zambeze com altitudes abaixo dos 200m. Na Figura 4.5 é possível perceber os dois planaltos mencionados separados por uma grande queda comum aos 3 rios. Esta queda tem um intervalo entre 350 e 500 m no rio Revubóé, 340 e 620 m no rio Condédzi e por fim, a maior, no rio Pônfi entre os 500 e 850m.

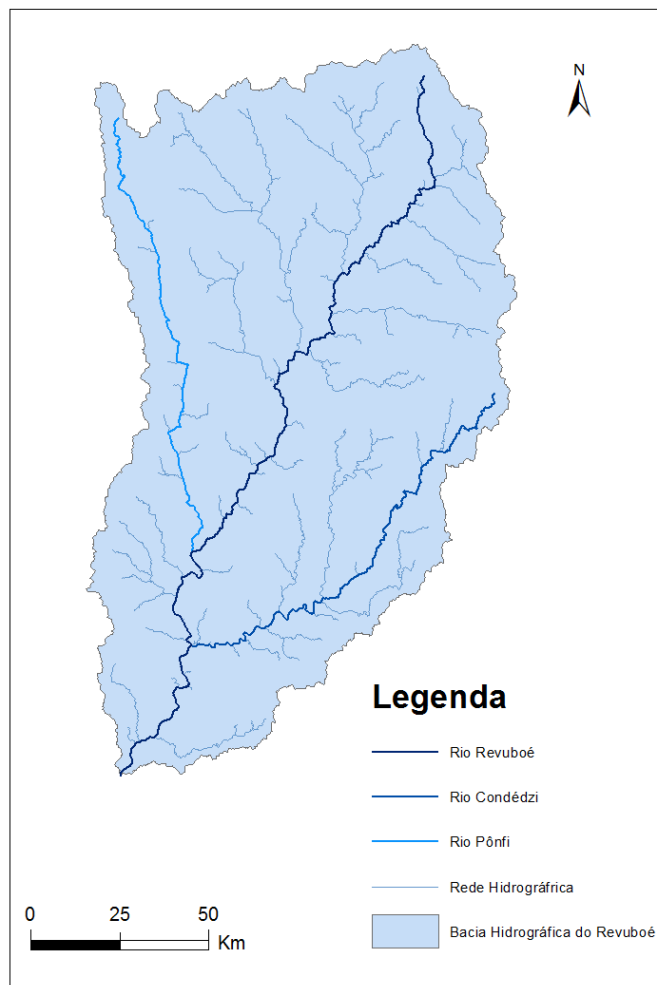


FIGURA 4.4 REDE HIDROGRÁFICA E BACIA DO RIO REVUBOÉ.

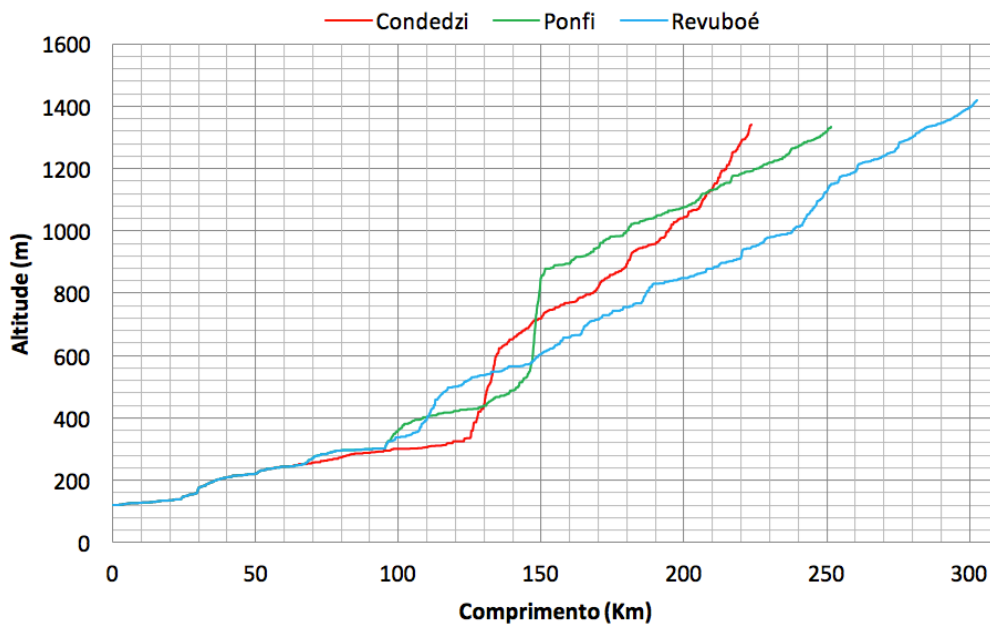


FIGURA 4.5 PERFIL LONGITUDINAL DO RIO REVUBÓE E SEUS AFLUENTES CONDÉDZI E PÔNFI.

4.3.2. Outras características: Tipo de Solo e Vegetação

Em termos geológicos a bacia do Rio Revubóe é muito rica, pois são conhecidos depósitos de carvão, graffite, ouro e prata. Segundo Cumbe (2007), a província de Tete é composta essencialmente por solos Castanhos, Castanho avermelhados ou Solos Vermelhos.

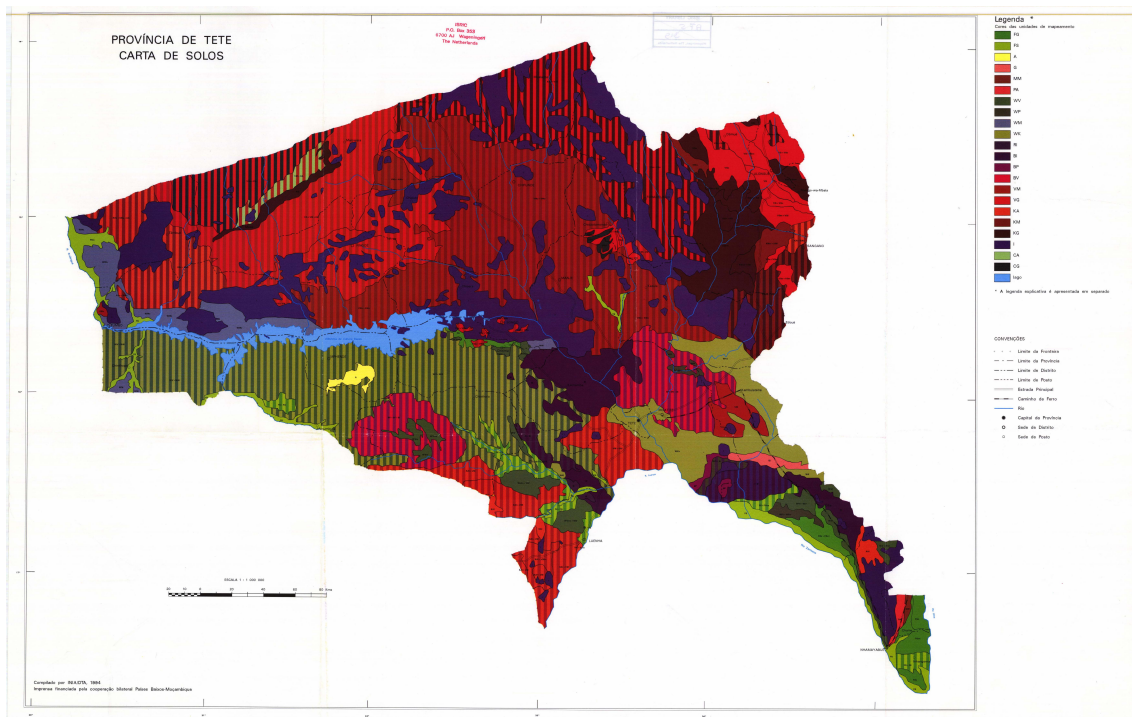


FIGURA 4.6 PROVÍNCIA DE TETE, CARTA DE SOLOS (RETIRADO DE INIA, 1994).

Podem-se identificar vários tipos de solo na Bacia do Revubóé. De acordo com a legenda da Figura 4.6 os tipos de solo com maior proporção são do tipo VG, KG, I e BV+BP sendo o resto uma mistura dos tipos de solo K e V e ainda uma pequena porção do tipo WK. Pela nota explicativa do guia para inventariação de solos (INIA, 1998), a primeira letra do código de classificação significa:

- I – Solos líticos ou pouco profundos;
- V – Solos vermelhos ou avermelhados;
- K – Solos castanhos ou acastanhados;
- W – Solos avermelhados derivados de rochas sedimentares de origem Karroo, Cretácica ou Terciária;
- B – Solos Basálticos. A classificação BV indica solos basálticos avermelhados e BP solos basálticos escuros ou negros.

O significado da segunda letra do código de classificação é:

- G – Solos de texturas finas;
- M – Solos de texturas médias;
- A – Solos de texturas grossas (arenosas).

Em termos de vegetação a bacia do rio Revubóé é muito rica. A partir da Figura 4.7 podemos observar que a norte a vegetação é maioritariamente arbustos, provavelmente devido às altitudes e pouca profundidade do estrato de subsolo. A floresta densa é predominante no centro da bacia hidrográfica e é o tipo de vegetação que ocupa maior área da bacia. No centro da bacia há ainda zonas de floresta aberta e floresta com agricultura itinerante. A Sul a vegetação é mais rasteira e seca, sendo composta maioritariamente por pradarias e matagais.



FIGURA 4.7 MAPA DE VEGETAÇÃO E FAUNA DE MOÇAMBIQUE (RETIRADO DE ASSIS, A. 2009).

4.4. IDENTIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS

A produção de energia hidroelétrica depende do caudal turbinado e da queda útil do aproveitamento. Deste modo, secções mais a jusante do curso de água e secções com maior desnível são mais interessantes do ponto de vista energético. Na escolha de locais propícios à implantação de uma barragem não há nenhuma metodologia exata que permita definir os melhores locais para a localização de uma barragem porque nem sempre as maiores quedas se encontram nas melhores secções transversais para implantação de barragens, nem as melhores secções se encontram onde há boas quedas.

Assim, foi estudado o perfil longitudinal dos rios de forma a descobrir locais com um acentuado desnível num curto trecho de rio. Neste caso foram analisados todos os desníveis superiores a 10 metros nas secções de jusante, e superiores a 20 m nas secções mais a montante. Ao mesmo tempo foi realizada uma cuidadosa observação da topografia através de vários perfis transversais, que viabilize a construção de uma pequena barragem ou açude com pelo menos 15 m de altura e menos de 1000m de comprimento do coroamento.

Tendo por base um estudo da Hidrotécnica Portuguesa, da qual só se teve acesso a um “powerpoint” sem referencia de data, que estudou 14 locais no rio Revuboé e após cuidadosa análise da topografia, foram identificados doze locais de interesse, dos quais 3 pertencem ao principal afluente, o Rio Condédzi, 1 ao afluente secundário, o Rio Pônfi, e os 8 restantes ao rio principal, o Rio Revuboé (Ver Figura 4.8 e Figura 4.9). Os pontos assinalados correspondem ao eixo da barragem para cada local de estudo.

Depois de identificados os pontos de estudo foi traçada a respetiva bacia hidrográfica com ajuda do ArcGIS. Usando o software GoogleEarth, foi traçado em planta e em perfil uma possível solução para o traçado do eixo da barragem e do circuito hidráulico e foi estimado o comprimento de cada circuito hidráulico para cada um dos locais de estudo. Estes traçados ajudaram a compreender qual a queda natural do leito do rio bem como a largura do rio e a estimativa para o comprimento do circuito hidráulico. No Quadro 4.2 são apresentadas estas características, bem como, a área da bacia e a localização de cada local de estudo.

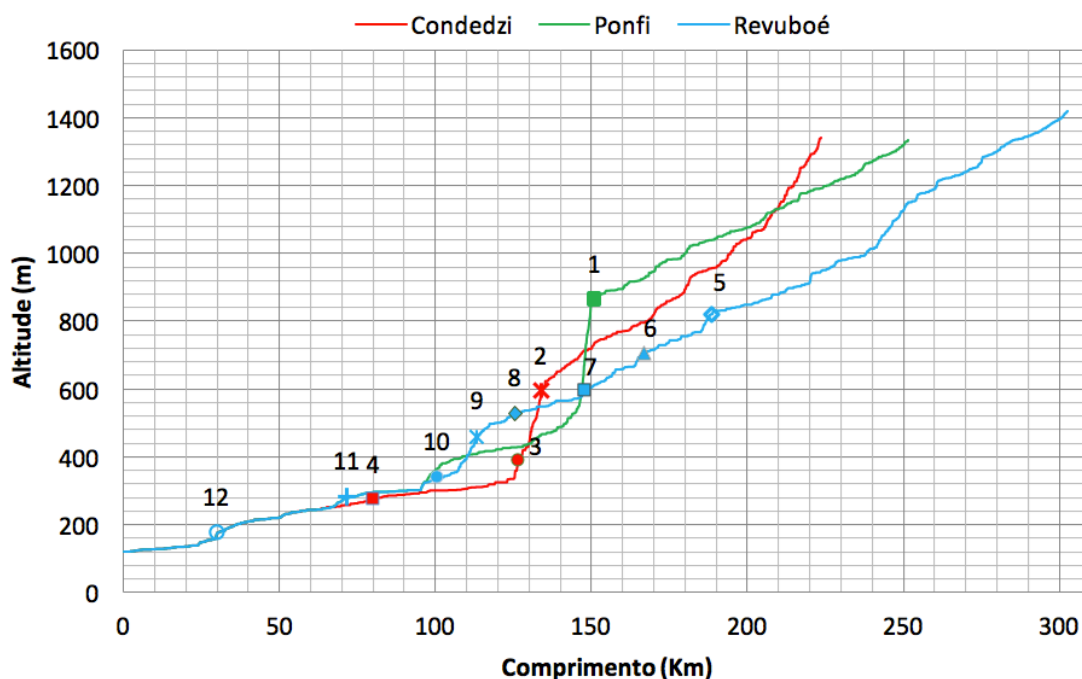


FIGURA 4.8 LOCALIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE ESTUDO NO PERFIL LONGITUDINAL DOS RIOS REVUBOÉ, CONDÉDZI E PÔNFI.

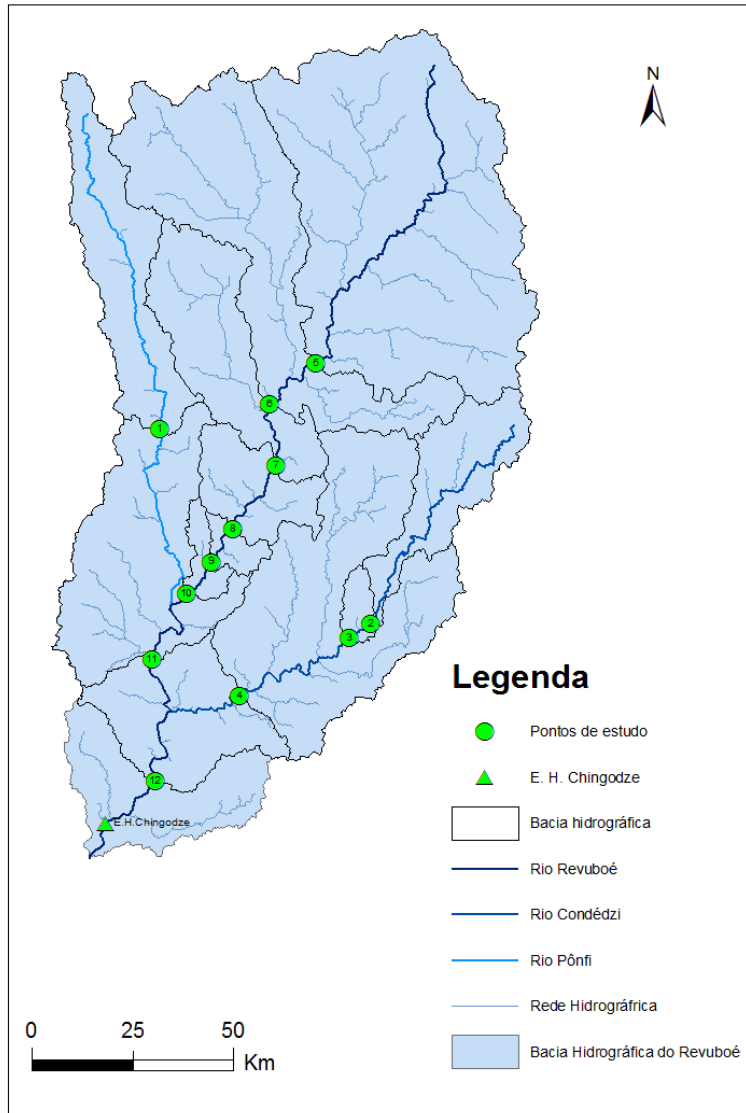


FIGURA 4.9 LOCALIZAÇÃO DAS ALTERNATIVAS DE ESTUDO EM MAPA.

QUADRO 4.2 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E TOPOGRÁFICAS PRINCIPAIS DOS PONTOS DE ESTUDO.

	1	2	3	4	5	6
Local						
Rio	Põnfi	Condédzi	Condédzi	Condédzi	Revuboé	Revuboé
Latitude	15°15'22.10"S	15°40'50.68"S	15°42'42.13"S	15°50'7.68"S	15° 6' 38.67" S	15°12'5.75"S
Longitude	33°46'32.17"E	34°14'52.19"E	34°11'57.77"E	33°57'9.29"E	34° 8'0.76"E	34° 11'1.94"E
Área da Bacia (Km²)	1230,95	848,17	973,06	3486,68	4506,74	6994,58
Comprimento do circuito hidráulico (Km)	4,7	4,6	2,66	6,29	3,3	4,7
Nível de montante (m)	866	594	388	274	821	708
Nível de jusante (m)	555	430	335	260	763	667
Queda Bruta Natural (m)	311	164	53	14	58	41
Local	7	8	9	10	11	12
Rio	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé
Latitude	15°20'7.39"S	15°28'29.09"S	15°32'40.84"S	15°36'48.72"S	15°45'23.17"S	16°01'25.93"S
Longitude	34° 2'0.89"E	33°56'13.47"E	33°53'24.50"E	33°50'1.29"E	33°45'25.93"E	33°45'44.39"E
Área da Bacia (Km²)	8210,18	8791,86	8931,11	9088,17	12121,60	16690,59
Comprimento do circuito hidráulico (Km)	3,21	6,27	5,71	7,8	4,94	1
Nível de montante (m)	594	527	460	340	280	175
Nível de jusante (m)	573	505	360	305	245	160
Queda Bruta Natural (m)	21	22	100	35	35	15

4.5. ANÁLISE HIDROLÓGICA

4.5.1. CAUDAIS MÉDIOS ANUAIS.

No presente ponto pretende-se realizar uma caracterização hidrológica sumária da bacia do rio Revuboé de forma a calcular o volume anual de água disponível para a produção de energia. Este volume de água é calculado com base na curva de duração média anual dos caudais médios diários em cada local de estudo. O volume de água precipitada é sempre superior ao volume de água escoada na linha de água devido às perdas de água por intercepção, retenção e evapotranspiração. Assim, o cálculo do caudal escoado pode ser feito através do mapa de isolinhas de precipitação desde que se conheça o coeficiente de escoamento.

Desta forma foi usado o mapa de isolinhas de precipitação média anual em Moçambique apresentado na Figura 2.2. Da mesma forma, foi usado o mapa de escoamentos médios anuais de Moçambique apresentado na Figura 2.3. Juntamente com os mapas de dados de elevação SRTM apresentados no capítulo 4.3 foi realizado no ArcGIS a georreferenciação do mapa de isolinhas de precipitações médias anuais de Moçambique e do mapa de isolinhas de escoamentos médios anuais de Moçambique apresentado da Figura 2.3. Com a tabela de atributos do ArcGIS, é possível calcular qual a área de influência que as isolinhas dos respetivos mapas têm sobre a bacia do rio Revuboé e sobre a bacia hidrográfica correspondente às 12 alternativas de estudo.

Foi calculada a precipitação média anual, P_{med} , na respetiva bacia através da expressão 4.1:

$$P_{med} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{A_{total}} \quad (4.1)$$

onde,

P_i – Precipitação média entre duas isolinhas (mm);

A_i – Respetiva área de influência entre duas isolinhas (km²).

A área de influência das isolinhas de precipitação sobre a bacia do rio Revuboé está esquematizada na Figura 4.10. No Quadro 4.3 são apresentados os valores da área de influência das isolinhas de precipitação média na secção mais a jusante da bacia, a estação hidrométrica de Chingodzé. Para as bacias dos locais de estudo utilizou-se a mesma metodologia. Com os valores de precipitação média anual para a bacia de estudo e para as bacias das várias alternativas, determinaram-se coeficientes de precipitação para cada alternativa através da relação destes valores com o valor de precipitação média anual calculado para a estação de Chingodzé. O valor de precipitação média anual calculado para a secção transversal do rio no local da estação de Chingodzé é de 928 mm. Para os restantes locais de estudo, os valores de precipitação média anual são apresentados no Quadro 4.7.

QUADRO 4.3 PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL DA BACIA DO REVUBOÉ NA ESTAÇÃO HIDROGRÁFICA DE CHINGODZÉ.

Precipitação média (mm)	Área (Km ²)
575	9,17
700	784,80
800	2 314,03
900	6 105,48
1000	7 872,26
1100	509,53
928	17 595,30

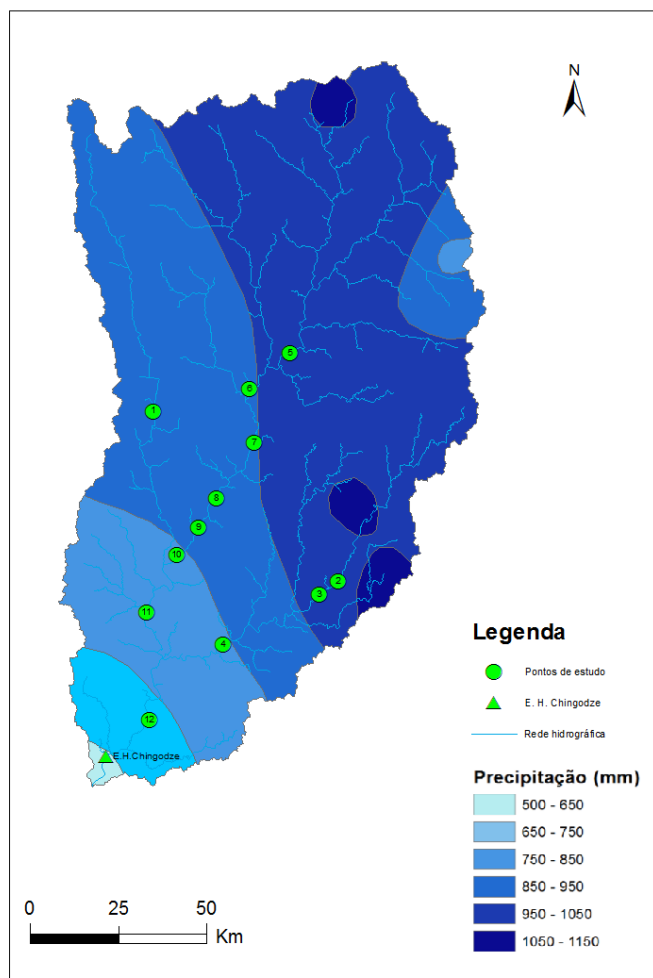


FIGURA 4.10 MAPA DE PRECIPITAÇÕES MÉDIAS ANUAIS NA BACIA DO RIO REVUBOÉ.

Os caudais disponíveis em cada local foram estimados recorrendo-se a duas metodologias que em seguida são descritas. O primeiro método usado para estimar o caudal do rio Revuboe consistiu em utilizar diretamente as isolinhas de escoamento tendo-se calculado a área de influência das isolinhas de escoamento sobre a bacia hidrográfica na secção transversal da estação de Chingodzé e para cada bacia de cada local de estudo (ver Figura 4.11). Fez-se o cálculo do caudal na estação hidrométrica multiplicando o escoamento médio anual pela respetiva área de influência na bacia hidrográfica pela expressão 4.2:

$$Q = \frac{1000EA}{3600 \times 24 \times 365} \quad (4.2)$$

onde,

Q – Caudal médio (m³/s);

E – Escoamento médio anual (mm);

A – Área de influência (km²);

No Quadro 4.4 apresentam-se os valores obtidos na estimativa do caudal na estação hidrométrica de Chingodzé. Os valores de caudal dos restantes pontos estão apresentados mais à no Quadro 4.7.

QUADRO 4.4 VALORES DE ESCOAMENTO E CAUDAL NA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODOZÉ.

Escoamento médio (mm)	Área (Km²)	Caudal (m³/s)
5	388,34	0,06
15	499,60	0,24
25	427,13	0,34
40	1801,73	2,28
62,5	1267,48	2,51
87,5	963,27	2,67
125	2889,66	11,45
175	4578,17	25,39
250	4562,68	36,15
300	217,25	2,07
149,13	17595,30	83,15

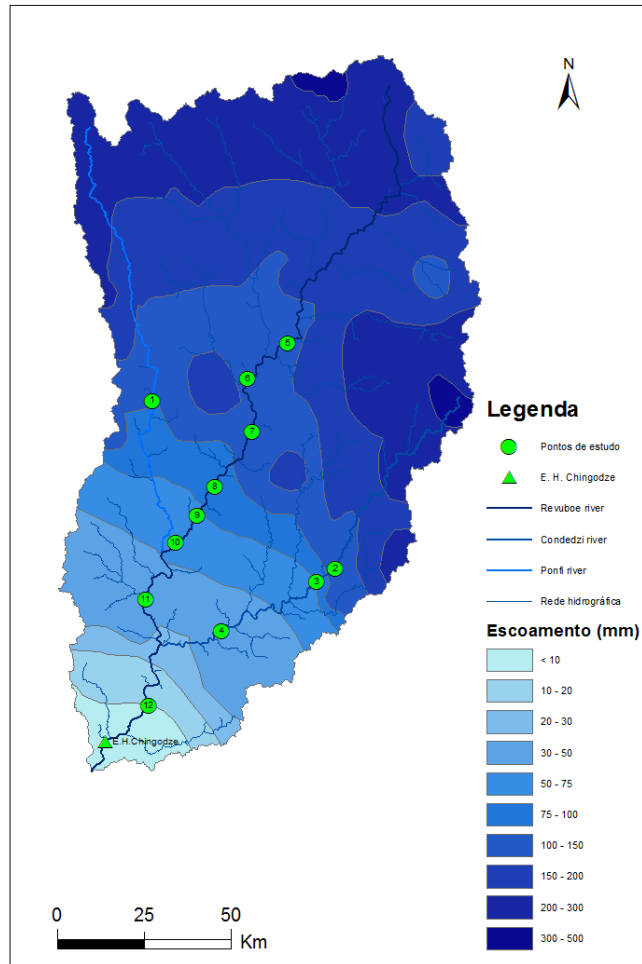


FIGURA 4.11 MAPA DE ISOLINHAS DE ESCOAMENTO MÉDIO ANUAL DA BACIA DO RIO REVUBOÉ.

A comparação entre a precipitação e o escoamento na bacia foi feita calculando o coeficiente de relação escoamento/precipitação pela expressão 4.3:

$$C = \frac{E}{P} \tag{4.3}$$

onde,

C – Coeficiente de escoamento.

Como se pode ver no Quadro 4.4 o escoamento total na estação hidrométrica de Chingodzé é de cerca de 149 mm o que corresponde sensivelmente a 16% dos 928 mm de água precipitada. Os coeficientes de escoamento nos pontos de estudo (ver Quadro 4.7) têm um intervalo de valores entre os 23 e 16%. Pela observação do Mapa de Isolinhas de coeficiente de escoamento da Figura 4.12 (Korzum, UNESCO 1978 retirada de Shahin, M. 2002), na localização da bacia do Revuboe os coeficientes de escoamento variam entre os 20 e os 5%, perto da gama de valores obtidos.

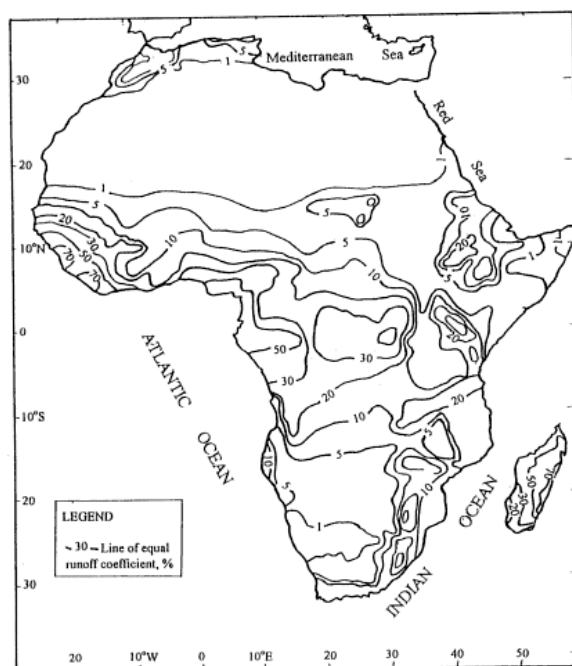


FIGURA 4.12 MAPA DE ISOLINHAS DO COEFICIENTE DE ESCOAMENTO EM ÁFRICA (KORZUM, UNESCO 1978 RETIRADO DE SHAHIN, M. 2002).

A segunda metodologia utilizada consiste em obter caudais específicos de bacias hidrográficas próximas da bacia hidrográfica do rio Revubóé cujas características sejam semelhantes. Estes caudais específicos são obtidos dividindo ao caudal médio anual de um rio, a área da sua bacia hidrográfica. A partir do relatório do Banco Mundial (2010), extraíram-se valores de área e de caudal médio anual de várias bacias hidrográficas localizadas perto da bacia do Revubóé, e calcularam-se os caudais específicos, Q_{esp} . Os dados obtidos estão representados no Quadro 4.5

QUADRO 4.5 CAUDAIS ESPECÍFICOS DE BACIAS HIDROGRÁFICAS ADJACENTES (BANCO MUNDIAL, 2010).

RIO	CAUDAL	ÁREA	$Q_{ESP.}$
	(m^3/s)	(Km^2)	($m^3/s/Km^2$)
LUANGWA	518	159615	0,0032
LUENHA	180	57004	0,0032
TRIBUTÁRIOS DO ZAMBEZE EM TETE	987	103393	0,0095
SONGWE	35,2	4060	0,0087
S.RUKURO + N. RUMPHI	47	12483	0,0038
TRIBUTÁRIOS DO LAGO NIASSA	528	80259	0,0066
SHIRE	162	23183	0,0070
		Média	0,0060

Fez-se a média dos valores da tabela, o que resultou no valor de $0,006 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$. Para sustentar o uso deste valor nesta metodologia, são apresentados no Quadro 4.6 os caudais específicos das bacias do Rio Luia e Capoché, provenientes de um estudo preliminar para uma barragem hidroelétrica no Capoché, cuja bacia está localizada a oeste do Revubóé (ENERMOZ, 2014). É de notar que os tributários a sul do Zambeze apresentam caudais específicos mais baixos que os tributários a norte. Tal situação pode ser confirmada por análise da Figura 2.3 (ver pág. 7) que mostra a existência de uma maior precipitação da margem Norte em relação à margem Sul do rio Zambeze.

QUADRO 4.6 CAUDAIS ESPECÍFICOS DAS BACIAS HIDROGRÁFICAS DOS RIOS LUIA E CAPOCHE (ENERMOZ, 2014).

Rio	Caudal (m^3/s)	Área (Km^2)	$Q_{\text{esp.}}$ ($\text{m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$)
Luia	180	25600	0,0070
Capoché	95	13800	0,0069

Comparando os valores obtidos nos estudos de ENERMOZ (2014) (ver Quadro 4.7) verificou-se para a média dos caudais específicos obtidos nos dados do Banco Mundial (2010), $Q_{\text{esp}} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$, embora da mesma ordem de grandeza, é ligeiramente inferior ao valor do caudal específico obtidos nestes estudos. Está-se, assim, do lado da segurança na avaliação da disponibilidade hídrica do rio Revubóé.

O caudal médio anual nos locais de estudo foi obtido pela multiplicação do valor $Q_{\text{esp}} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$ pela área da bacia hidrográfica dos respetivos locais. No Quadro 4.7 é apresentado um resumo dos resultados obtidos até esta fase do trabalho. Na primeira linha é apresentado em colunas através de números os locais de estudo. A última coluna corresponde ao local da estação hidrométrica. Na segunda linha é apresentada a localização no rio e é apresentada a área da bacia hidrográfica de cada local. Na terceira linha são apresentados os valores de precipitação de cada local e o respetivo coeficiente de escoamento. Na quarta linha, são apresentados os valores de caudal calculados na primeira metodologia. Por fim, na última linha, é apresentada a estimativa de caudais pela segunda metodologia. Por comparação, as duas metodologias estimam valores de caudal dentro da mesma ordem de grandeza. No entanto, nas duas últimas alternativas, os valores de caudal estimados pela segunda metodologia são maiores. Isto é essencialmente devido à insensibilidade do modelo à precipitação e escoamento diferencial na bacia. Por esta razão os valores de caudal usados na avaliação energética são os valores obtidos pela 1ª metodologia.

QUADRO 4.7 CARACTERIZAÇÃO HIDROLÓGICA DAS ALTERNATIVAS PELAS DUAS METODOLOGIAS

Local	1	2	3	4	5	6
Rio	Pônfi	Condézi	Condézi	Condézi	Revuboé	Revuboé
Área da Bacia (Km²)	1230	848	973	3486	4506	6994
Precipitação (mm)	900	1007	1006	980	986	980
Escoamento (mm)	192	233	218	141	210	206
Coef. Escoamento	0,21	0,23	0,22	0,14	0,21	0,21
Caudal 1ª metodologia (m³/s)	7,52	6,28	6,74	15,64	30,00	45,84
Caudal 2ª metodologia (m³/s)	7,39	5,09	5,84	20,92	27,04	41,97
Local	7	8	9	10	11	12
Rio	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé	Revuboé
Área da Bacia (Km²)	8210	8791	8931	9088	12121	17595
Precipitação (mm)	983	979	977	976	949	928
Escoamento (mm)	198	193	191	189	171	149
Coef. Escoamento	0,20	0,20	0,20	0,19	0,18	0,16
Caudal 1ª metodologia (m³/s)	51,55	53,78	54,16	54,50	65,79	83,15
Caudal 2ª metodologia (m³/s)	49,26	52,75	53,59	54,53	72,73	105,57

4.5.2. CÁLCULO DAS CURVAS DE DURAÇÃO DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS.

Dados de estações hidrométricas são difíceis de obter em Moçambique pois a maioria das estações estão desativadas ou teve grandes períodos sem leitura e não dispõem de curvas de vazão corretas e atualizadas. De acordo com a Direção Nacional de Águas (DNA, 2007/2008), o número de estações hidrométricas ativas em 2007/2008 na bacia do Revuboe seria de 5 num total de 16, porém, apenas se conseguiram obter leituras de uma estação.

As séries de dados obtidos correspondem a 22 anos de registos diários da altura de água do rio Revuboe, na estação hidrométrica de Chingodze. A estação hidrométrica mede o nível de água na ponte que atravessa o Revuboe junto ao aeroporto de Tete nas coordenadas de latitude $16^{\circ} 6'41.89''S$ e longitude $33^{\circ}39'8.47''E$ (ver Figura 4.13). Não existe, no entanto, uma curva de vazão atualizada para esta estação.

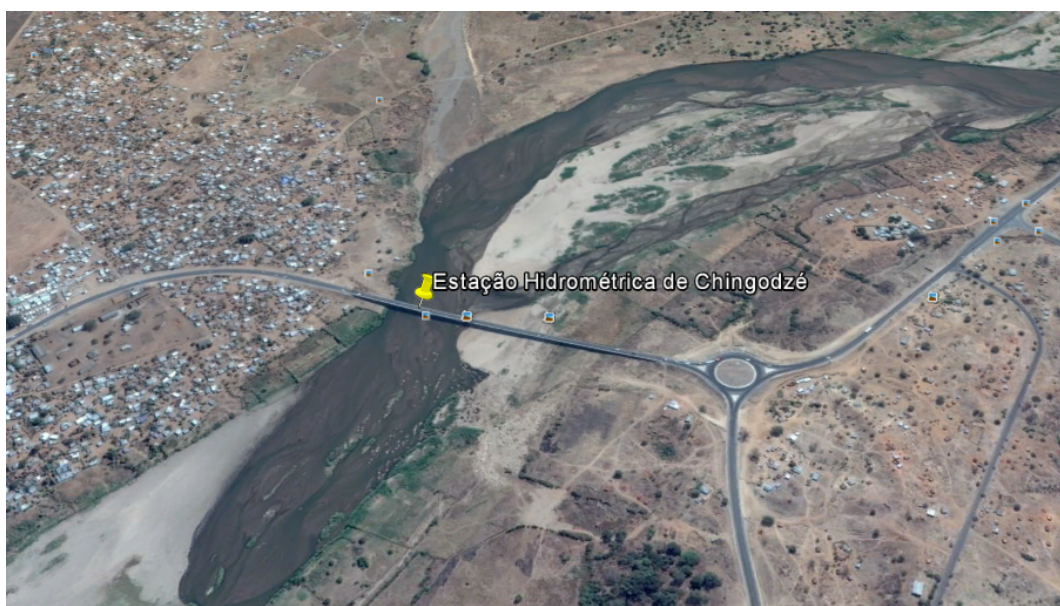


FIGURA 4.13 LOCALIZAÇÃO DA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODZÉ ATRAVÉS DE IMAGENS GOOGLEEARTH.

Para se converter as séries de altura de água desta estação em séries de caudais médios diários obteve-se o perfil transversal do rio no ponto de leitura que se apresenta na Figura 4.14.

Recorrendo à fórmula de Manning-Strickler foi possível transformar a série diária de níveis de água em séries de caudais médios diários, para assim poder traçar a curva de duração média anual dos caudais médios diários do rio Revuboe na secção hidrométrica de Chingodze. Devido à possibilidade de haver leitos móveis, onde as configurações transversais do rio mudam sazonalmente, e à dificuldade de estimar corretamente o coeficiente de Manning-Strickler estes caudais podem afastar-se bastante da realidade.

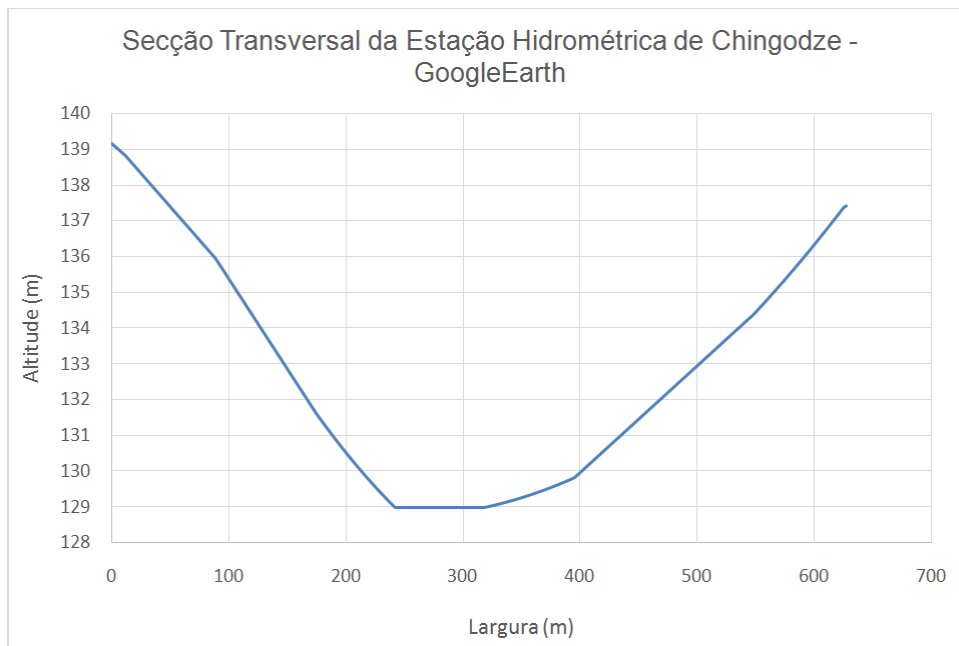


FIGURA 4.14 SECÇÃO TRANSVERSAL DA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODZE OBTIDA ATRAVÉS DO GOOGLE EARTH

Para ultrapassar esta dificuldade calculou-se o caudal modular da curva de duração e dividiram-se todos os caudais médios diários pelo caudal modular calculado, de maneira a obter a curva de duração dos caudais médios diários adimensionalizada Q/Q_{mod} . Por fim, multiplicaram-se os caudais médios anuais calculados pela primeira metodologia com os valores da curva adimensionalizada Q/Q_{mod} para obter as curvas de duração média anual dos caudais médios diários para os respectivos locais de estudo.

A transformação dos níveis médios diários em caudais médios diários foi realizada através da fórmula de Manning-Strickler (4.4):

$$Q = KSR^{\frac{2}{3}}i^{\frac{1}{2}} \quad (4.4)$$

onde,

Q – Caudal (m^3/s);

K – Coeficiente de Manning-Strickler ($m^{1/3}/s$);

S – Área da secção molhada (m^2);

R – Raio Hidráulico (m);

i – Declive do canal (m/m).

O declive do rio Revuboeé na secção da estação hidrométrica foi calculado segundo duas bases cartográficas diferentes e foi obtido o mesmo valor para ambas $i = 0,05\%$. O coeficiente de Manning-Strickler utilizado foi de $30 m^{1/3}/s$. De notar que estas constantes são irrelevantes para o problema pois não alteram os valores da curva adimensionalizada Q/Q_{mod} . No entanto ajudam a compreender a

proximidade dos valores de caudal gerados neste passo, com os valores de caudais calculados anteriormente. Na Figura 4.15 está a curva de duração média anual dos caudais médios diários do rio Revubóé obtida.

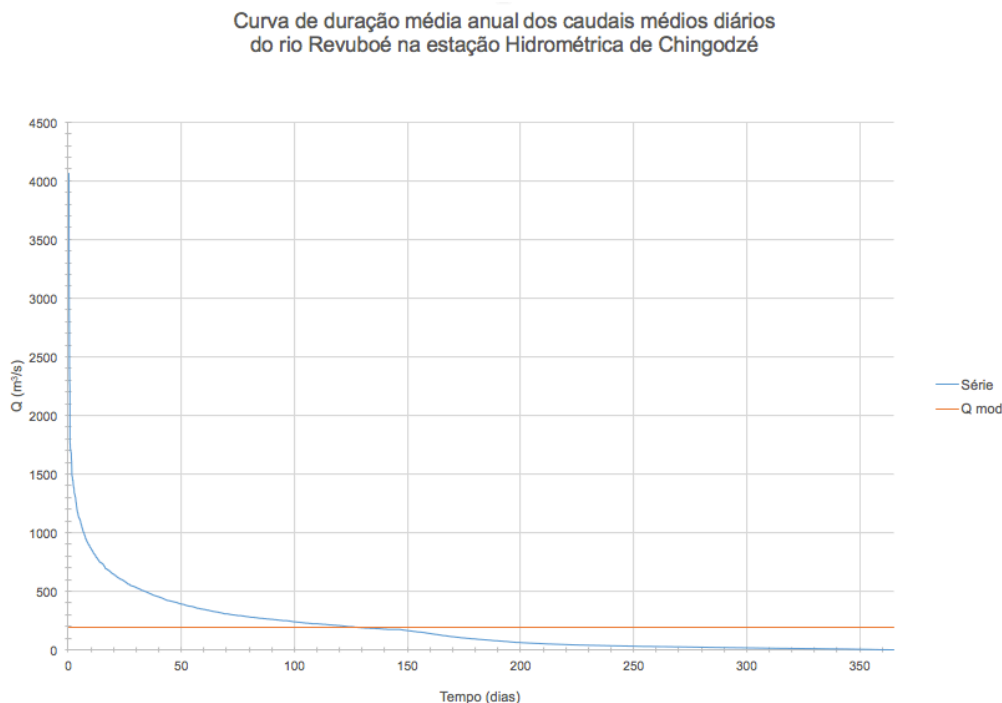


FIGURA 4.15 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS DO RIO REVUBOÉ NA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODZÉ.

No Quadro 4.8 estão os respetivos valores de caudal médio e caudal específico que foram calculados para os 17595,3Km² de área da bacia hidrográfica do Revubóé na secção transversal da estação hidrométrica de Chingozé.

QUADRO 4.8 ESCOAMENTO, CAUDAL MODULAR E CAUDAL ESPECÍFICO NA SECÇÃO TRANSVERSAL DA ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA DE CHINGODZÉ.

E.H. Chingozé		
E (mm)	Q _{mod} (m ³ /s)	Q _{esp} (m ³ /s/km ²)
335,8	187,3	0,0106

A curva de duração atinge valores iguais ou superiores ao seu caudal médio em pelo menos 130 dias. A curva de duração média anual dos caudais médios diários adimensionalizada Q/Q_{mod} para a secção da estação hidrométrica de Chingodzé encontra-se na Figura 4.16.

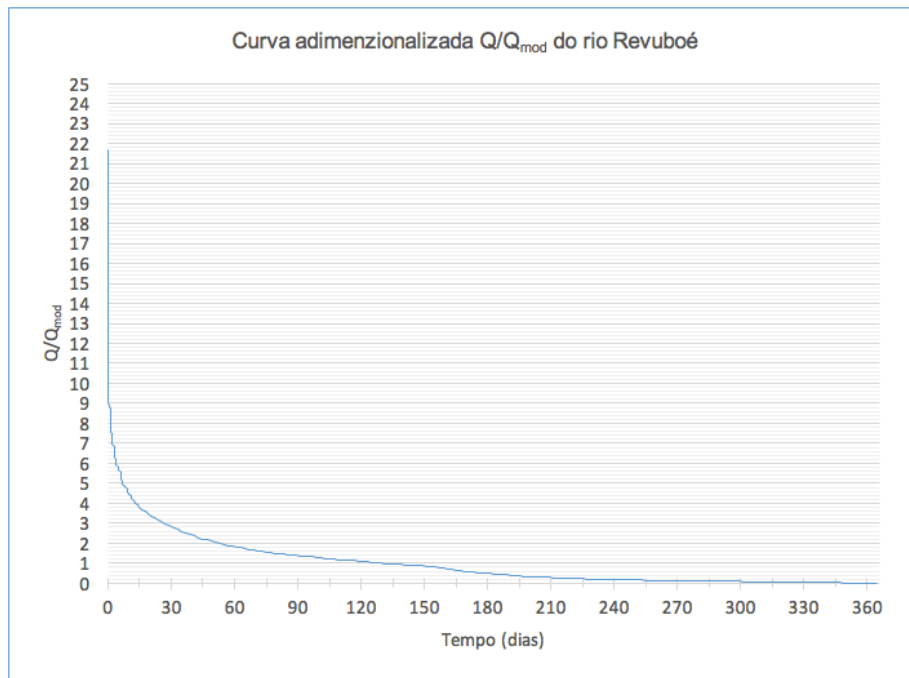


FIGURA 4.16 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS ADIMENSIONALIZADA.

4.6. ANÁLISE ENERGÉTICA E ECONÓMICA

A análise energética de uma alternativa implica a otimização de um caudal de dimensionamento, Q_{dim} . Este caudal de dimensionamento é o caudal para o qual é projetado o aproveitamento hidroelétrico e o qual vai ser turbinado em condições normais de funcionamento. A otimização do caudal é realizada através de uma análise custo/benefício. Os custos referem-se ao investimento necessário à construção e operação do aproveitamento, e os benefícios resultam da energia anual vendida. Os benefícios foram calculados assumindo que o aproveitamento hidroelétrico é a fio-de-água puro e com queda útil constante. O procedimento de cálculo assenta nos seguintes pressupostos:

- O intervalo de caudais máximo e mínimo em que uma turbina Francis pode operar são:

$$Q_{max} = 110\% Q_{dim}$$

$$Q_{mín} = 40\% Q_{dim}$$

E para uma turbina Pelton com um injetor:

$$Q_{max} = 110\% Q_{dim}$$

$$Q_{mín} = 20\% Q_{dim}$$

- Com o uso de duas turbinas, o limite máximo de caudal aceite pelo conjunto das duas turbinas é igual, mas o limite mínimo desce para metade. Uma vez que o caudal de dimensionamento se divide por duas turbinas, o caudal mínimo aceite pela turbina Francis passa a ser $Q_{mín} =$

$40\% \frac{Q_{dim}}{2} = 20\% Q_{dim}$. Assim, para duas turbinas Francis $Q_{min} = 20\% Q_{dim}$ e da mesma maneira para uma turbina Pelton com dois injetores $Q_{min} = 10\% Q_{dim}$:

- O período de vida útil do equipamento é de 20 anos;
- A potência é calculada de acordo com a expressão (4.5):

$$P = \eta \gamma Q_{dim} H_u \quad (4.5)$$

em que:

- P – Potência (kW);
- η – Rendimento da turbina (valor admitido $\eta = 0,85$);
- γ – Peso volúmico da água ($\gamma = 9,8 \text{ kN/m}^3$);
- Q_{dim} – Caudal de dimensionamento (m^3/s);
- H_u – Queda útil (m);

A queda útil em primeira aproximação corresponderá a 90% da Queda bruta estimando em 10% o total das perdas de carga ao longo do sistema hidráulico.

- O custo do empreendimento por unidade de Potência (€/kW) é calculado através de uma curva de variação do custo com a potência realizada com dados obtidos em aproveitamentos hidroelétricos já projetados ou construídos em Moçambique. O Custo Global do investimento é dado por uma função (ver Figura 4.17) que é constante a 5000€/kW para turbomáquinas com menos de 1 MW de potência (P) e varia potencialmente para turbomáquinas com mais de 1 MW de potência segundo a expressão 4.6:

$$\text{Custo (€/KW)} = 4795,5P^{-0,239} \quad (4.6)$$

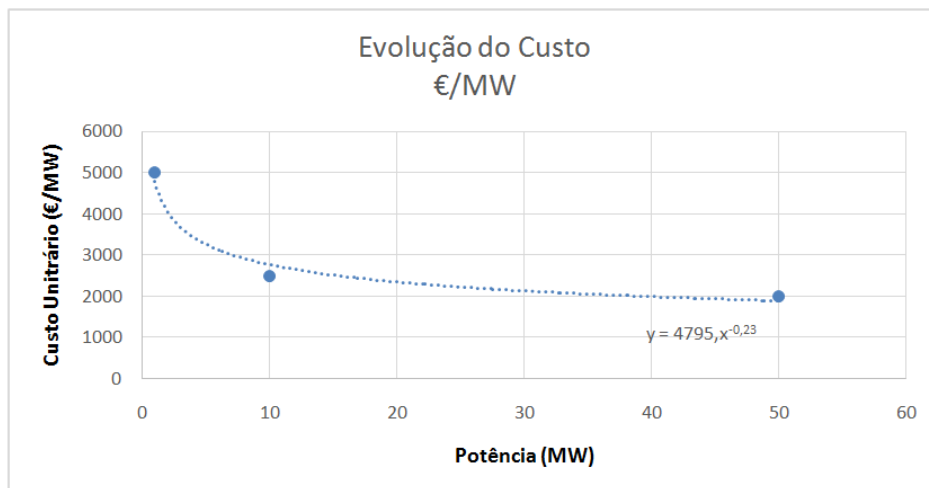


FIGURA 4.17 ESTIMATIVA DE EVOLUÇÃO DO CUSTO COM A POTÊNCIA

Este gráfico foi obtido com base em custos de aproveitamentos já construídos em África.

- O custo total de construção do empreendimento, C, é calculado multiplicando o custo por unidade de potência obtido para cada alternativa pela respectiva Potência;
- O volume anual turbinado, (V), é conhecido pelo cálculo da área entre o caudal máximo e o caudal mínimo na curva de duração média anual dos caudais médios diários e deduzindo a área corresponde ao caudal ecológico. O caudal ecológico corresponde a 5% do caudal modular de cada alternativa;
- A energia produzida (E) é calculada pela expressão (4.7):

$$E (kWh) = \frac{\eta\gamma H_u V}{3600} \quad (4.7)$$

- O benefício bruto, Bb, é calculado através do produto da quantidade de energia produzida pelo preço de venda da energia. O valor médio da venda de energia à rede de distribuição nacional Moçambicana é de 0,10 €/kWh;
- O benefício líquido, Bl, é calculado pela dedução aos benefícios brutos anuais as despesas anuais de exploração estimadas em 10% das receitas anuais. Ou seja, o Benefício líquido é igual a 90% do Benefício bruto;
- O Benefício líquido atualizado, BLA, é calculado através da multiplicação do benefício líquido pelo fator de atualização, onde o fator de atualização é dado pela expressão (4.8):

$$F = \frac{1 - \frac{1}{(1+a)^n}}{1 - \frac{1}{(1+a)}} \quad (4.8)$$

em que:

- F – Fator de atualização;
- n – N° de anos de exploração;
- a – Taxa de atualização (a = 10%).
- O Valor Atualizado Líquido, deve ser calculado de acordo com a expressão (4.9):

$$VAL = Bla - C \quad (4.9)$$

O caudal de dimensionamento ótimo é o caudal que maximiza o VAL e foi calculado para cada alternativa. Apenas são apresentados os quadros e tabelas que caracterizam a melhor alternativa (Alternativa 9). No ANEXO A estão apresentados os resultados das restantes alternativas. O Quadro 4.9 resume os principais dados do local em análise.

QUADRO 4.9 CAUDAL MÉDIO ANUAL E QUEDA ÚTIL DE REFERÊNCIA NO LOCAL DA ALTERNATIVA 9.

Alternativa 9			
Caudal modular (m ³ /s)	Queda natural (m)	Queda bruta (m)	Queda útil (m)
54	100	120	108

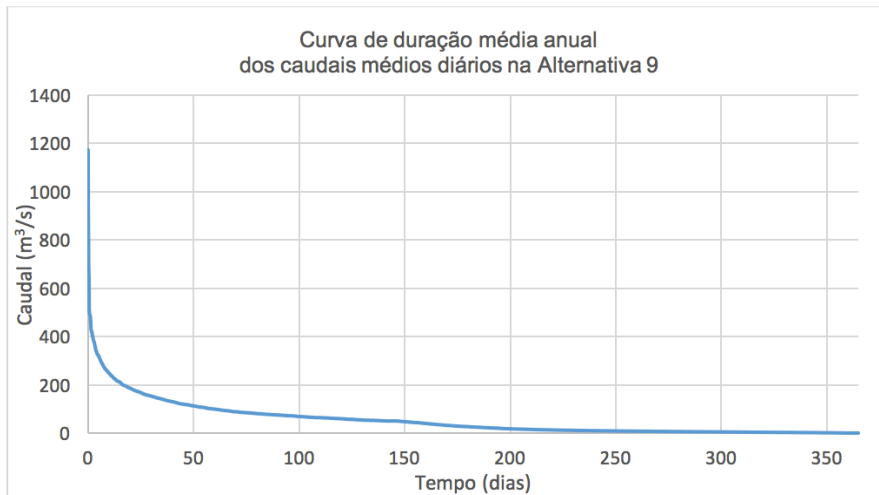


FIGURA 4.18 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA ALTERNATIVA 9

Para todas as alternativas foi admitido que a queda bruta do sistema seria a soma da queda natural do leito do rio com a altura da barragem. A altura de barragem considerada para todas as alternativas foi de 20 m. No Quadro 4.10 estão os resultados para a otimização do caudal de dimensionamento do local que apresenta maior VAL. A linha colorida do Quadro 4.10 representa o caudal de dimensionamento para o qual o lucro é maior. Este deverá ser o caudal escolhido para efeitos de dimensionamento dos órgãos do circuito hidráulico da alternativa 9. A cada valor de caudal de dimensionamento corresponde um valor atualizado líquido. Para mostrar esta relação e identificar o caudal ótimo de dimensionamento construiu-se um gráfico que está apresentado na Figura 4.19. Para todas as alternativas são apresentados gráficos semelhantes no ANEXO A2.

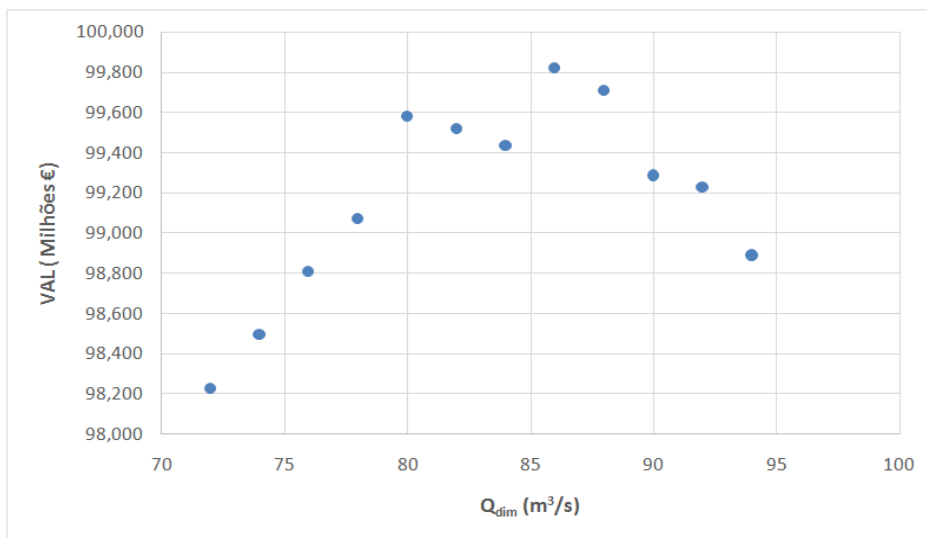


FIGURA 4.19 EVOLUÇÃO DO VAL COM O CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO NA ALTERNATIVA 9.

QUADRO 4.10 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO PARA A ALTERNATIVA 9.

Q_{dim} (m^3/s)	Q_{min} (m^3/s) Q_{max} (m^3/s)		$V_{turbina\acute{v}el}$ (m^3)	E_{neq} anual (kWh/ano)	Potência (kW)	B bruto (Milhões €)	B líquido (Milhões €)	BLA (Milhões €)	Custo uni. (€/kWh)	Custo (Milhões €)	BI-C (Milhões €)	B/C (-)
	14,4 79,2	14,8 81,4										
72			1 012 766 929	252 178 965	64 541	25,218	22,696	212,547	1 771,26	114,319	98,228	1,86
74			1 025 516 424	255 353 590	66 334	25,535	22,982	215,223	1 759,70	116,727	98,495	1,84
76			1 038 420 741	258 566 764	68 126	25,857	23,271	217,931	1 748,52	119,121	98,811	1,83
78			1 050 990 549	261 696 647	69 919	26,170	23,553	220,569	1 737,70	121,499	99,070	1,82
80			1 064 681 194	265 105 617	71 712	26,511	23,860	223,442	1 727,22	123,862	99,580	1,80
82			1 075 591 849	267 822 370	73 505	26,782	24,104	225,732	1 717,06	126,212	99,520	1,79
84			1 086 317 513	270 493 061	75 298	27,049	24,344	227,983	1 707,20	128,548	99,435	1,77
86	17,2 94,6		1 099 230 006	273 708 272	77 090	27,371	24,634	230,693	1 697,62	130,870	99,823	1,76
88			1 109 689 925	276 312 791	78 883	27,631	24,868	232,888	1 688,32	133,180	99,708	1,75
90			1 118 631 135	278 539 153	80 676	27,854	25,069	234,765	1 679,28	135,477	99,287	1,73
92			1 129 231 477	281 178 638	82 469	28,118	25,306	236,989	1 670,48	137,762	99,227	1,72
94			1 138 458 441	283 476 152	84 262	28,348	25,513	238,926	1 661,91	140,035	98,890	1,71

o da alternativa 9 é $Q_{dim} = 86 \text{ m}^3/\text{s}$. Na segunda linha dos Quadro 4.11 e Quadro 4.12 estão apresentados os caudais de dimensionamento que maximizam o VAL para as 12 alternativas. Na última linha é apresentado o máximo VAL para cada local de estudo.

QUADRO 4.11 CARACTERÍSTICAS ENERGÉTICAS E ECONÓMICAS DAS ALTERNATIVAS PARA O CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO CALCULADO SEGUNDO OS DADOS BASE.

Local	1	2	3	4	5	6
Q_{dim} (m^3/s)	10	7	6	14	40	61
Queda útil (m)	297,90	165,60	65,70	30,60	70,20	54,90
Nº de dias em funcionamento	240	211	222	222	202	202
Capacidade Instalada (MW)	25	10	3	4	23	28
Energia média anual (GWh/ano)	100	41	15	16	91	109
Custo total (€)	55 083 303 €	26 858 196 €	11 819 325 €	12 591 856 €	52 660 202 €	60 214 749 €
Custo por Megawatt instalado (€/MW)	2 227 775 €	2 791 518 €	3 612 418 €	3 541 296 €	2 259 474 €	2 166 320 €
Custo por energia anual produzida	551 946 €	660 395 €	791 719 €	777 388 €	578 881 €	554 933 €
VAL (€)	29 031 074 €	7 420 125 €	763 211 €	1 060 210 €	24 012 328 €	31 240 498 €

QUADRO 4.12 CARACTERÍSTICAS ENERGÉTICAS E ECONÓMICAS DAS ALTERNATIVAS PARA O CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO CALCULADO SEGUNDO OS DADOS BASE.

Local	7	8	9	10	11	12
Q_{dim} (m ³ /s)	68	72	86	70	92	110
Queda útil (m)	36,90	37,80	108,00	49,50	49,50	31,50
Nº de dias em funcionamento	202	202	194	203	200	202
Capacidade Instalada (MW)	21	23	77	29	38	29
Energia média anual (GWh/ano)	82	88	274	114	144	112
Custo total (€)	48 339 112 €	51 422 550 €	130 870 308 €	61 796 871 €	76 083 313 €	61 796 871 €
Custo por Potência instalada (€/MW)	2 321 054 €	2 276 414 €	1 697 621 €	2 148 746 €	2 012 882 €	2 148 746 €
Custo por energia anual produzida	591 954 €	584 303 €	478 138 €	540 842 €	529 222 €	550 486 €
VAL (€)	20 487 622 €	22 753 226 €	99 822 741 €	34 506 696 €	45 087 419 €	32 819 647 €

Pelos dados de base utilizados pode-se constatar que os resultados do Valor Atualizado Líquido são positivos em todas as alternativas. No entanto existem variáveis não controláveis que podem afetar estes resultados. Deste modo para verificar e confirmar a viabilidade económica das alternativas fez-se a análise de sensibilidade à variação de vários parâmetros dos utilizados nos cálculos efetuados. As alterações foram as seguintes:

- Valor médio de venda de energia à rede de distribuição nacional Moçambicana de 0,075 e 0,125 €/kWh. O valor antes utilizado foi de 0,10 €/kWh;
- A taxa de atualização, $a = 10\%$, a tomar valores de 5, 7,5 e 12%;
- O período de exploração do aproveitamento, considerado inicialmente igual a 20 anos, passa a ser de 30 e 40 anos;

Cada um dos cenários compostos nesta análise apenas incide sobre a variação de um destes parâmetros em relação ao cenário proposto pelos dados base. No Quadro 4.13 é apresentada a análise de sensibilidade realizada à alternativa 9. As análises de sensibilidade realizadas aos restantes locais de estudo estão apresentadas no ANEXO A3 (ver Quadro A.1 a Quadro A.11).

A partir dos valores obtidos na análise de sensibilidade é de notar que a alternativa 2, 3 e 4 demonstram resultados negativos em alguns parâmetros. Conclui-se, no entanto, que as restantes alternativas podem ser economicamente viáveis, pois apresentam um valor atualizado líquido positivo nos cenários cobertos. A análise de sensibilidade também demonstrou que continua a ser o local 9 a melhor alternativa do ponto de vista económico para todos os cenários apresentados pelo que será para este local que será desenvolvido o projeto a nível de estudo preliminar.

QUADRO 4.13 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE PARA A ALTERNATIVA 9 E COM DUAS TURBINAS FRANCIS.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	Tx act. = 10%	86	77	274	478 138 €	99 822 741 €
	Tempo = 20 anos					
	Preço = 0,10 €/kWh					
Tx act. (%)	5%	104	93	294	513 977 €	195 289 887 €
	7,5%	89	80	278	483 403 €	139 751 850 €
	12,5%	80	72	265	467 219 €	75 740 959 €
Tempo de exploração	30	89	80	278	483 403 €	125 009 391 €
	40	89	80	278	483 403 €	134 696 852 €
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	70	63	249	449 882 €	45 329 194 €
	0,125	104	93	294	513 977 €	158 766 827 €

5. ESTUDO PRELIMINAR DA ALTERNATIVA SELECIONADA.

5.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo é apresentado o estudo preliminar para a alternativa com maior Valor Atualizado Líquido, a alternativa nº 9. É realizado o pré-dimensionamento dos órgãos hidráulicos mais importantes, nomeadamente, o descarregador de cheias, a tomada de água, o túnel, conduta forçada, chaminé de equilíbrio, turbina e canal de restituição. É apresentado o mapa de quantidades gerais e estimativa orçamental da obra e, por fim, é reanalisada a viabilidade económica do aproveitamento.

5.2. TOPOGRAFIA

A topografia do local foi obtida com recurso ao programa ArcGIS através do processamento dos mapas de elevação digital SRTM obtidos para a região. Assim obtiveram-se topografias do local com linhas de nível com equidistâncias de 5 e de 20m. Depois de uma ampliação do local de estudo no mapa, as linhas de nível criadas foram convertidas para um ficheiro AutoCAD. Com este último software fez-se a análise topográfica das linhas de nível criadas e traçou-se a linha de água correspondente ao rio Revuboé. A alternativa 9 localiza-se no limite do planalto da Angónia, no ponto com coordenadas de latitude 15°32'40.84"S e longitude 33°53'24.50"E. A sua localização e o mapa topográfico do local estão apresentados na Figura 5.1.

Como se pode ver pela Figura 5.1, neste local o trecho do rio Revuboé desce desde os 480 m até aos 360 m de cota, o que dá um desnível de cerca de 120 m. Neste local o relevo e a orografia são muito acentuados, pois é a zona de transição entre o planalto da Angónia (geralmente com altitudes acima dos 500 m) e a zona de planície (com altitudes entre os 120 m e os 300 m).

A área da bacia de drenagem do rio Revuboé na secção transversal em estudo é de 8931 km².

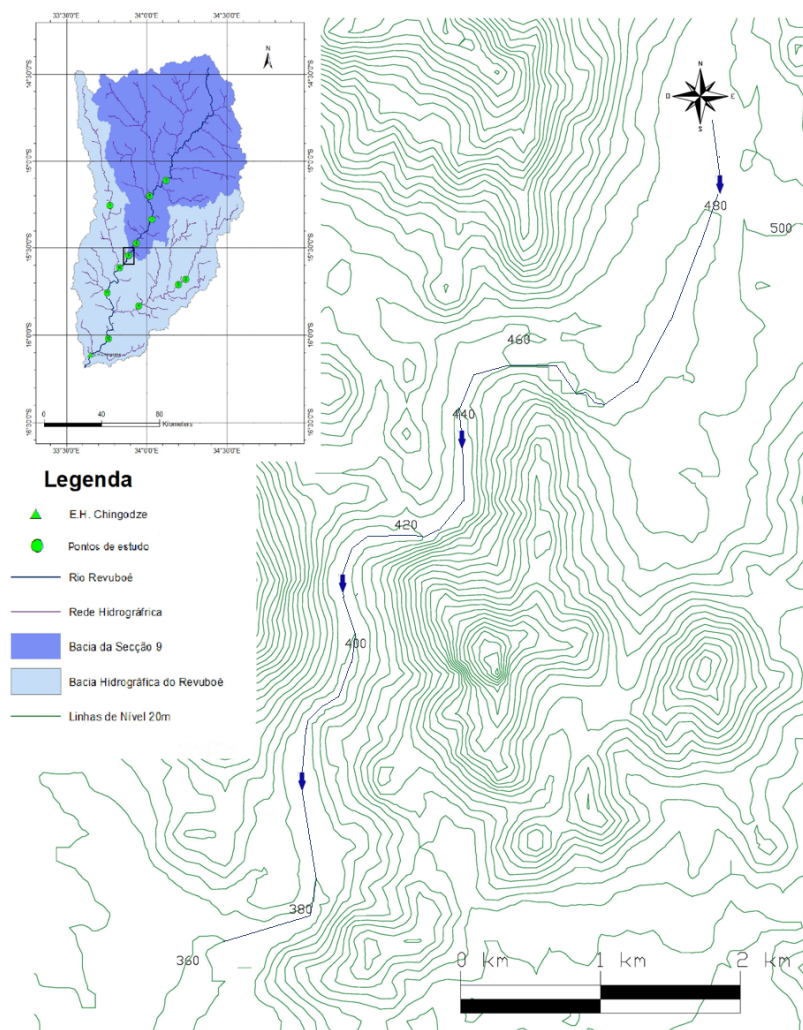


FIGURA 5.1 LOCALIZAÇÃO E TOPOGRAFIA DO LOCAL DE ESTUDO DA ALTERNATIVA 9.

5.3. CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DO DESCARREGADOR

No capítulo 4 já foi calculado o caudal modular do Rio Revuboeé. Uma vez que se pretende apresentar uma proposta preliminar para a configuração do aproveitamento hidráulico, para dimensionar o circuito hidráulico o caudal utilizado foi o caudal de dimensionamento Q_{dim} apresentado no ponto 4.6. Para os órgãos de descarga da barragem, nomeadamente o descarregador de cheias, é preciso o caudal de cheia Q_{mf} .

No presente trabalho, o descarregador de cheias foi dimensionado para o caudal milenar, isto é, um caudal cuja probabilidade de excedência desse valor é de uma vez em mil anos. Não se dispõem de registos com duração suficiente para determinar estatisticamente o caudal de cheia. Numa investigação para o “*Directorate of Water Affairs*”, Kovács estudou aproximadamente 300 picos de cheia na África do Sul que foram observados entre 1894 e 1979 (SANRAL, 2006). A informação foi processada usando a fórmula de Francou-Rodier (expressão 5.1).

$$Q_{rmf} = 10^6 \left(\frac{A}{10^8} \right)^{1-0.1K} \quad (5.1)$$

onde,

Q_{rmf} – Caudal regional de máxima cheia. (m^3/s).

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

K – Constante regional (-).

De acordo com os registos de picos de cheia observados no seu estudo, Kovács definiu vários valores de K para o sul de África, elaborando um mapa com os valores adequados a cada região. Apesar de esse mapa não englobar a região de Tete, os valores de K para o interior de Moçambique variam entre 3 e 5. No estudo de viabilidade do aproveitamento hidroelétrico do Mavudzi (DNA, 2014) foi usado o valor de $K = 3,28$. A fórmula de Francou-Roudier é extremamente sensível à variação de K uma vez que a subida de uma unidade deste parâmetro leva a um aumento superior a 200% do caudal de máxima cheia. O valor de K usado para o cálculo do caudal regional de máxima cheia nesta secção foi $K = 4$. O Quadro 5.1 contém o valor calculado para o caudal regional de máxima cheia com período de retorno de 1000 anos, Q_{rmf} , bem como os valores de caudal modular e caudal de dimensionamento estimados anteriormente para a secção da alternativa em estudo.

QUADRO 5.1 CAUDAL MODULAR, CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO E CAUDAL REGIONAL DE MÁXIMA CHEIA NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 9.

$Q_{mod} (m^3/s)$	54
$Q_{dim} (m^3/s)$	86
$Q_{rmf} (m^3/s)$	3720

5.4. GEOLOGIA E MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Pela análise da carta de solos da Figura 4.6 o local de implantação do aproveitamento hidroelétrico situa-se sobre solos líticos (Solos do tipo I), ou seja, solos poucos profundos onde o contacto lítico com a rocha mãe se dá a cerca de 30 cm da superfície. A montante do local de implantação, o tipo de solos da bacia são principalmente solos vermelhos e solos castanhos, de material fino. De acordo com Cumbe (2007), o grupo da Angónia do terreno do Gondwana Este é constituído por gnaisses mesoproterozóicos. Através destas informações há indícios de o local ter boas condições de fundação, com o leito rochoso a pouca profundidade. Desta forma considera-se uma barragem de betão como uma boa solução para este local.

5.5. DIMENSIONAMENTO PRELIMINAR DA SOLUÇÃO

5.5.1. ESQUEMA DE ARRANJO DO APROVEITAMENTO

Num aproveitamento hidroelétrico pode haver três formas diferentes de “ganhar” queda de água (Ramos H., 2000), com barragem, com queda natural e desvio do rio para o circuito hidráulico (fio-de-água) e esquema misto.

No esquema misto o aumento da queda é obtido pela conjugação da altura da barragem com o circuito hidráulico longo que permite diminuir o nível de restituição e assim aumentar queda. A Figura 5.2 faz uma representação simples de um esquema misto. Para a alternativa em estudo o esquema escolhido é o esquema misto pois é o que melhor se adequa à topografia do local

Com este esquema, o circuito hidráulico longo e a altura da barragem conseguem um ganho de queda de água de mais de cem metros, uma vez que o rio desce desde a cota 460 até à cota 360 ao longo de quase 6 km.

Neste tipo de esquema o circuito hidráulico divide-se num conjunto de órgãos hidráulicos com funções específicas. Esses órgãos estão representados na Figura 5.2 e são a tomada de água, o túnel de desvio, a conduta forçada, a central hidroelétrica e ainda uma chaminé de equilíbrio como medida de segurança para proteção do túnel contra o efeito do golpe de aríete.

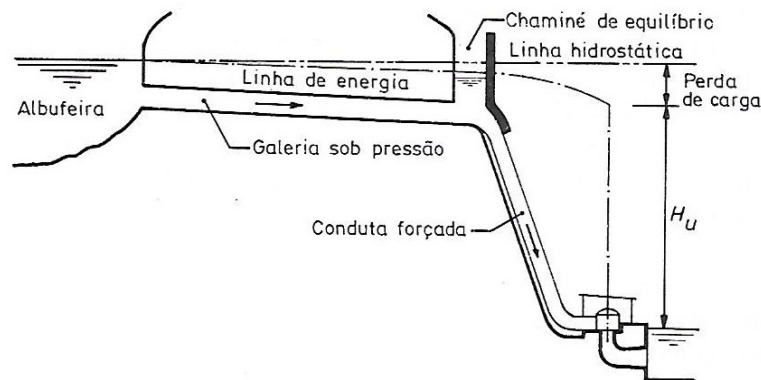


FIGURA 5.2 ESQUEMA MISTO COM TÚNEL DE BAIXA PRESSÃO E CONDUTA FORÇADA COMO ESTRUTURA DE DESVIO (RETIRADO DE QUINTELA A.C., 2009).

Para a escolha do eixo da barragem há duas zonas no local com estreitamento do vale. Estas zonas estão separadas por curta distância. Neste caso ou o eixo se situava no local onde o rio passa à cota de 400 m ou um pouco mais a montante onde o rio passa à altitude de 460 m. Apesar do primeiro requerer um circuito hidráulico mais curto para o aproveitamento total da queda, este local também implicaria que a barragem fosse pelo menos quarenta metros mais alta de maneira a conseguir aproveitar a mesma queda que o segundo oferece. Uma altura de barragem maior implica maiores custos. Assim a escolha para o eixo da barragem recaiu sobre o segundo local. Para traçar as linhas

gerais do aproveitamento começou-se por ver qual a melhor solução para a posição do eixo do circuito hidráulico. Por observação da topografia a margem direita do rio é atravessada por uma linha de água o que é desvantajoso para a construção de um túnel. Não havendo informações geológicas sobre os maciços das margens do rio, a topografia foi condicionante na escolha de uma solução. Como a margem esquerda não cruza com nenhuma linha de água importante, é a que oferece melhores condições para a construção do circuito hidráulico.

A Figura 5.3 representa o traçado em planta geral adotado, ou seja, o eixo da barragem a cruzar o rio à cota 460 e o eixo do circuito hidráulico na margem esquerda do rio. Estes eixos são as diretrizes usadas como ponto de partida para o dimensionamento dos vários órgãos hidráulicos que serão mostrados a seguir. Na referida figura também é apresentada a localização dos vários órgãos do circuito hidráulico de forma esquemática.

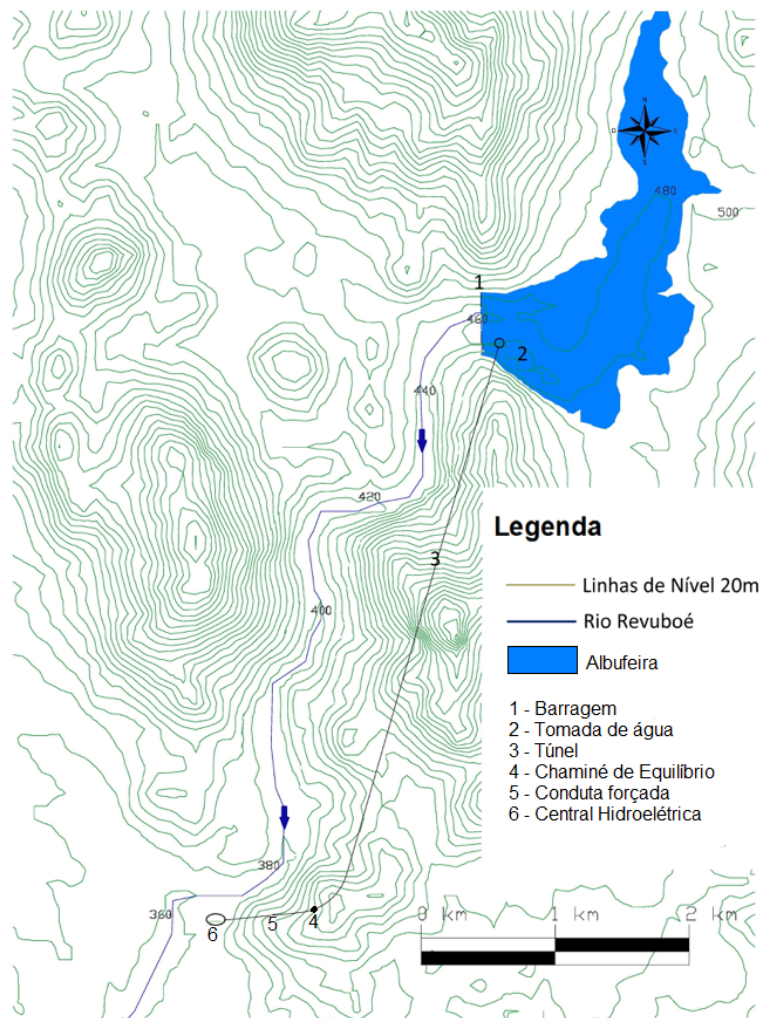


FIGURA 5.3 LOCAL DE IMPLANTAÇÃO E TRAÇADO DO EIXO DA BARRAGEM E EIXO DO CIRCUITO HIDRÁULICO.

5.5.2. DESCARREGADOR DE CHEIAS

Neste estudo preliminar optou-se por usar um descarregador de cheias sobre a barragem, com soleira espessa do tipo WES e de descarga livre. Este tipo de perfil também é conhecido como perfil do tipo Creager.

O caudal de dimensionamento do descarregador de cheias é igual ao caudal de máxima cheia cujo valor foi calculado no ponto 5.3 com $Q_{rnf} = 3720,00 \text{ m}^3/\text{s}$.

Anteriormente, no cálculo dos benefícios energéticos no capítulo 4, admitiu-se para todos os pontos de estudo uma altura de barragem de vinte metros. A largura da secção transversal do rio, no local do eixo da barragem à cota 480,00 é cerca de 410 metros. Deste modo, para que o comprimento do descarregador não seja demasiado grande em relação ao comprimento da barragem, optou-se por uma largura inicial da crista da soleira $L = 200,00 \text{ m}$.

O perfil da soleira é tipicamente definido de forma a verificar a pressão atmosférica ao longo da sua superfície para as condições de dimensionamento. A condição de dimensionamento do perfil é a carga hidráulica máxima, H_0 , a que a soleira está sujeita. O valor da carga hidráulica máxima está apresentado no Quadro 5.2 para uma largura da soleira de $L = 200,00 \text{ m}$ e um caudal máximo de cheia de $Q_{rnf} = 3720 \text{ m}^3/\text{s}$.

QUADRO 5.2 RESULTADO DA CARGA HIDRÁULICA MÁXIMA NA CRISTA DA SOLEIRA DO DESCARREGADOR DE CHEIAS.

$Q_{rnf} \text{ (m}^3/\text{s)}$	3720,00
L (m)	200,00
H_0 (m)	4,20

Segundo Pinheiro A.N. (2006 A), para cargas hidráulicas $H < H_0$, o paramento da soleira é submetido a pressões relativas positivas, enquanto que, para cargas hidráulicas $H > H_0$ o paramento da soleira fica submetido a pressões relativas negativas originadas pela separação da veia líquida. Essas pressões relativas negativas causam o fenómeno de cavitação no paramento da soleira.

Deve ser previsto na barragem uma ponte rodoviária que ligue ambas as margens do rio pelo que é indispensável o uso de pilares sobre o descarregador para o apoio do viaduto. Estes pilares têm o inconveniente de reduzir a largura efetiva do descarregador e do mesmo modo reduzir a vazão. É então necessário recalcular a real extensão da soleira. O cálculo da largura efetiva está apresentada no ponto B1 do ANEXO B.

A solução adotada para o descarregador é composta por 20 vãos com 10 metros de comprimento cada e uma altura entre a crista da soleira e o viaduto de 5,50 metros de modo a respeitar a carga hidráulica máxima de 4,20 metros e a folga mínima admissível de 1,10 metros. A escolha do tipo de barragem foi condicionada pela largura do vale, pela geologia e pela largura do descarregador de cheias que é de

tal ordem que preenche cerca de metade da secção transversal do rio. A escolha recaiu sobre uma barragem de gravidade em betão.

Nesta fase, a cota do coroamento da barragem foi fixada no valor 490,50, ficando a cota da soleira do descarregador seis metros e meio mais abaixo à cota 484,00, garantindo assim os cinco metros e meio de espaçamento entre a soleira e o viaduto, mais um metro para a construção do viaduto. Desta forma, o nível pleno de armazenamento (NPA) está a cota 484,00, e os níveis de máxima cheia (NMC) para a cheia com período de retorno de 1000 anos está à cota 488,20.

5.5.3.DESCARGA DE FUNDO E DESVIO PROVISÓRIO

Num aproveitamento hidroelétrico é necessário prever-se a utilização de uma descarga de fundo com as seguintes funções:

- Esvaziamento do reservatório;
- Controlo do nível da água no primeiro enchimento;
- Em situações específicas, pode ser usado para remoção de sedimentos no fundo da barragem;
- Eventualmente para o desvio provisório do rio.

O dimensionamento da descarga de fundo pode estar integrado com o dimensionamento do desvio provisório. O desvio provisório é o nome dado ao conjunto de obras que permitem a construção da barragem e de todos os órgãos hidráulicos permanentes a seco. Normalmente consiste no desvio do curso de água do seu leito natural no local onde incidirão as obras. O tipo de desvio e a sua dimensão são influenciados pelo regime hidrológico do rio, pelas características morfológicas e geológicas do local e pelo custo das diferentes alternativas aplicáveis.

As obras de derivação provisória podem ser integradas em estruturas permanentes tais como tomadas de água ou descargas de fundo com o objetivo de economizar o uso de material e o tempo de execução dos trabalhos. No início dos trabalhos é sempre necessária a criação de barreiras que impeçam a passagem da água para a obra, guiando-a pelos locais desejados. Estas barreiras designam-se por ensecadeiras.

Observando a topografia ampliada ao local de implantação da barragem na Figura 5.4 identifica-se uma sobrelevação de pelo menos 10 m que separa o rio que pode ser integrada como parte de uma ensecadeira parcial do rio. Deste modo, na primeira fase a ensecadeira protegeria a margem esquerda de maneira a construir a parte da barragem com a tomada de água, descarga de fundo e parte do descarregador de cheias. Na segunda fase protegia-se a margem direita para finalizar a barragem, e fazendo escoar a água pela descarga de fundo e, eventualmente, pela tomada de água ou orifícios abertos deixados temporariamente na barragem.

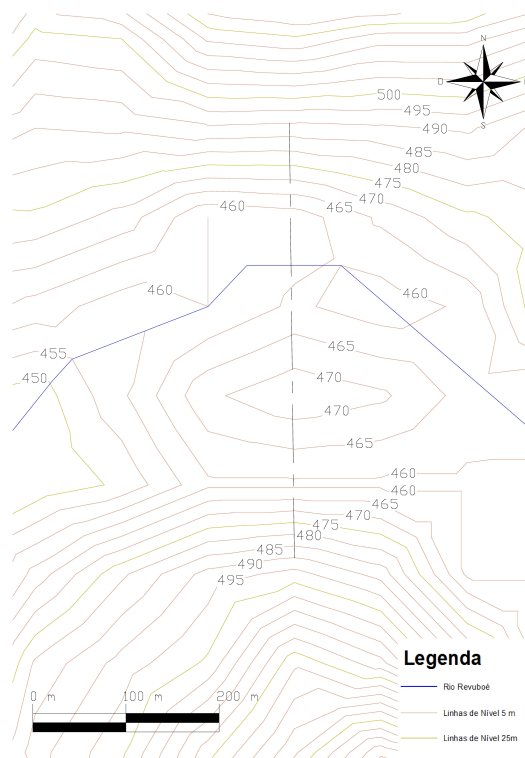


FIGURA 5.4 TOPOGRAFIA DO LOCAL DE IMPLANTAÇÃO DA ALTERNATIVA 9, E EIXO PRINCIPAL DA BARRAGEM

5.5.4. TOMADA DE ÁGUA

As dimensões da tomada de água foram calculadas para caudal de dimensionamento da central hidroelétrica calculado no ponto 4.6 ($Q_{dim} = 86,00 \text{ m}^3/\text{s}$). O critério usado para o dimensionamento da entrada da tomada de água foi a velocidade do escoamento à entrada da tomada. Em tomadas de água em albufeira, ou com dispositivos de limpeza automática e em que o espaçamento entre barras da grelha não seja inferior a 0,05 m, é admissível uma velocidade máxima de $v = 1 \text{ m/s}$ (Pinheiro, A.N. 2006 B).

Para dimensionamento da secção da tomada de água, foi admitido que esta seria uma secção quadrada de aresta "a". Assim para um caudal máximo, Q_{max} , igual a 110% do caudal de dimensionamento a área e aresta mínima da secção são dadas pelo Quadro 5.3.

QUADRO 5.3 CÁLCULO DA ÁREA E DA ARESTA MÍNIMA DA TOMADA DE ÁGUA COM SECÇÃO QUADRADA.

v (m/s)	1,00
Q_{max} (m³/s)	94,60
Área (m²)	9,46
a (m)	9,73

Por motivos construtivos a aresta admitida é de $a = 10,00$ m. Devido à dimensão final da aresta ser tão grande, a solução adotada foi a utilização de uma tomada de água com duas entradas de secção retangular, cada uma com dez metros de altura e cinco metros de largura.

Numa tomada de água submersa podem formar-se vórtices à superfície que arrastem materiais flutuantes para a entrada da tomada de água, ou que induzam significativas perdas de carga na tomada de água. Para evitar a formação desses vórtices deve ser considerada uma submergência mínima. A submergência mínima S está apresentada no ponto B2 do ANEXO B e foi obtida através da equação (B.3), (Gordon, 1970 retirado de Pinheiro, A.N., 2006 B).

Em questões de sedimentação, não há informações sobre o caudal sólido do rio, pelo que se admitiu uma diferença de três metros entre o fundo da tomada de água (460,00 m) e a soleira inferior da tomada de água. Assim, a entrada da tomada de água ficará com a cota da soleira inferior à cota 463,00 e a cota da soleira superior à cota 473,00. Com os resultados obtidos no Quadro B.4 mais uma folga de 0,25 m, o nível mínimo de exploração fica à cota 475,00. A soleira do descarregador de cheias está à cota 484,00, o que dá uma margem de 9 m de altura para a exploração da barragem.

A inclusão de uma grelha de proteção na tomada de água é indispensável para impedir a entrada de material sólido que possa danificar o circuito hidráulico. Para evitar que essa grelha fique obstruída pelo material retido, foi considerada a inclusão de um dispositivo automático para limpeza da grelha. A distância entre barras da grelha deve ser suficientemente pequena que impeça o material grosseiro de entrar, por outro lado, a grelha provoca maior perda de carga hidráulica quanto mais pequeno o espaçamento entre barras.

De acordo com Lencastre, 1991 (retirado de Ramos, H. M. 2000), o espaçamento entre barras, "a", é dado em função da turbina utilizada. Para turbinas do tipo Francis lenta o espaçamento varia entre 0,06 e 0,09 m. O espaçamento entre barras adotado foi de $a = 0,08$ m. Para calcular a perda de carga hidráulica foi admitido que as barras da grelha têm uma espessura de 0,04 m.

5.5.5.CIRCUITO HIDRÁULICO

O circuito hidráulico do aproveitamento hidroelétrico em estudo compreende os seguintes órgãos hidráulicos: tomada de água, túnel, conduta forçada, chaminé de equilíbrio e central hidroelétrica. Neste caso já foi realizado o pré-dimensionamento da tomada de água. Para circuitos hidráulicos em pressão existe um critério empírico para a estimativa de diâmetros da conduta forçada com base nas velocidades máximas de escoamento. Para quedas baixas a velocidade máxima deve ser entre 2 e 3 m/s, para quedas médias entre 3 e 4 m/s e para grandes quedas entre 4 e 5 m/s (Ramos, H. M. 2000).

No pré-dimensionamento do túnel admitiu-se um túnel em betão com uma secção circular e paredes do túnel com espessura de 0,6 m. O diâmetro interior da secção igual a 6,00 m, verifica velocidades máximas entre 3 e 4 m/s para um caudal máximo de $94,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

A conduta forçada será em aço e de secção circular. Para grandes quedas a velocidade máxima de escoamento na conduta deve ser um valor entre 4 e 5 m/s. Neste caso serão usadas duas condutas em paralelo ligadas às duas turbinas pelo que o caudal máximo será de 47,3 m³/s, metade do valor anterior. Foi adotada uma solução comercial com o diâmetro de 3,60 m e uma espessura de 0,03 m. O Quadro 5.4 resume os cálculos de velocidade máxima do escoamento respetivamente no túnel e conduta forçada.

QUADRO 5.4 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO TÚNEL E CONDUTA FORÇADA PELO CRITÉRIO DE VELOCIDADE MÁXIMA.

	Túnel	Conduta Forçada
Q (m³/s)	94,60	47,30
r (m)	3,00	1,80
A (m²)	28,27	10,18
v (m/s)	3,35	4,65

Através da leitura do Desenho 1, o comprimento do túnel e da conduta forçada em planta é respetivamente de $L_t = 4566$ m e $L_c = 437$ m.

É ainda de notar, que em condições de escoamento sob pressão, é recomendável a inclusão de uma estrutura que mitigue os efeitos do golpe de aríete ao longo circuito hidráulico. A estrutura usada é uma chaminé de equilíbrio. Admitindo que são nulas as perdas de carga entre a albufeira e a chaminé e admitindo ser desprezável a altura cinética no túnel sob pressão, então o nível da água na chaminé de equilíbrio e na albufeira é o mesmo. No instante em que o movimento da coluna de água a jusante da chaminé de equilíbrio é travado, a água no túnel a montante da chaminé continua a mover-se. Este movimento provoca uma subida do nível de água na chaminé. Quando o nível de água na chaminé atinge o seu ponto máximo este é mais elevado que o nível da albufeira, pelo que, ao tentar igualar o nível da água entre a albufeira e a chaminé, o movimento começa a dar-se no sentido inverso, ou seja, desde a chaminé através do túnel até à albufeira. Em contrapartida, a inversão do sentido de escoamento cria uma subida do nível da albufeira em relação ao da chaminé de equilíbrio. Este efeito oscilatório repete-se ciclicamente. Os cálculos para pré-dimensionamento da chaminé de equilíbrio estão apresentados no ponto B3 do ANEXO B.

Na realidade as perdas de carga provocam o amortecimento das oscilações. Este é, portanto, um método conservativo para o cálculo da área e da altura mínima da chaminé de equilíbrio, sendo suficiente para ter uma estimativa da altura máxima da chaminé nesta fase de estudo.

De acordo com os Desenhos 1 e 2 e com as opções tomadas a partir da topografia disponível, a chaminé de equilíbrio do aproveitamento hidroelétrico encontra-se à cota 467,50. Desprezando as perdas de carga no circuito e altura cinética do escoamento, o nível da água na chaminé estará à cota do nível da água na albufeira, logo, o nível da água na chaminé estará à cota 484,00 que é o nível

pleno de armazenamento da barragem. Assim, a altura inicial da chaminé é dada pela diferença das cotas, pelo que fica $h_i = 16,50$ m. A altura final da chaminé será dada pela soma da altura inicial com a semi-amplitude de oscilação e uma folga $f = 1,2$ m. É recomendável que a semi-amplitude Z^* seja inferior aos 16,50 m, para evitar a entrada de ar nas tubagens. O diâmetro interior escolhido para a chaminé de equilíbrio é de 40 m, ficando o topo da chaminé à cota 496,50.

5.5.6. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE CARGA E ESTIMATIVA DE QUEDA ÚTIL

Para o cálculo da potência total do aproveitamento é necessário calcular qual é a queda útil do aproveitamento hidroelétrico. Inicialmente, na análise energética ao aproveitamento, a queda útil foi obtida através de uma redução de 10% da queda bruta. No ponto B4 do ANEXO B estão os cálculos efetuados para a estimativa das perdas de carga contínua. O cálculo da perda de carga contínua para o túnel e para a conduta forçada foi feita com auxílio da fórmula de Colebrook-White (B.5). As perdas de carga localizadas foram calculadas de acordo com uma expressão geral do tipo,

$$\Delta H = K \frac{U^2}{2g} \quad (5.2)$$

onde,

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

U – Velocidade média do escoamento (m/s);

g – Aceleração da gravidade ($9,8 \text{ m/s}^2$).

O coeficiente K, depende da geometria da secção, do número de Reynolds e em alguns casos das condições de escoamento. Como mostra a expressão 5.2, a perda de carga aumenta com o aumento da velocidade do escoamento, pelo que a situação mais grave é a situação em que o caudal é máximo com $Q_{\text{dim máx}} = 1,1 Q_{\text{dim}} = 94,60 \text{ m}^3/\text{s}$. No presente circuito hidráulico as singularidades que foram tidas em conta foi a tomada de água onde se dá a passagem da água desde a albufeira para a conduta, a grelha da tomada de água, a transição de secção retangular para circular e a curva do túnel em planta. As restantes singularidades foram estimadas em 5% das perdas de carga contínua no túnel e na conduta. O cálculo das perdas de carga localizadas está apresentado no ponto B5 do ANEXO B.

O cálculo da altura útil do aproveitamento H_u é feito através da diferença entre a queda bruta H_b , que é a diferença entre o nível de montante N_m e o nível de jusante N_j , e a soma de todas as perdas de carga do sistema, ΔH , como representado na expressão 5.3.

$$H_u = (N_m - N_j) - \Delta H \quad (5.3)$$

O Quadro 5.5 e Quadro 5.6 mostram os resultados obtidos na soma das perdas de carga e no cálculo da queda útil do aproveitamento hidroelétrico.

QUADRO 5.5 PERDA DE CARGA TOTAL NO CIRCUITO HIDRÁULICO.

		ΔH (m)
Perdas de Carga Localizadas	Entrada de água	0,02
	Grelha	0,12
	Transição de secção	0,07
	Curva do túnel em planta	0,05
	Outras Singularidades	0,43
Perdas de Carga Contínuas	Túnel	6,53
	Conduta	2,15
Total		9,37

A altura útil do aproveitamento é variável, não só, porque as perdas de carga variam com o caudal, mas também, porque a barragem permite que a cota do nível de montante varie entre o nível pleno de armazenamento (NPA = 484,00 m) e o nível mínimo de exploração (N.M.E. = 475,00). Tendo em conta que os resultados obtidos são uma estimativa da realidade, a queda útil do aproveitamento hidroelétrico considerada com o propósito de ser usado nos cálculos posteriores é então de $H_u = 104$ m.

QUADRO 5.6 ALTURA ÚTIL DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO.

	N.P.A.	N.M.E.
	484,00	475,00
N.j.	361,00	361,00
H_b	123,00	114,00
Q (m ³ /s)	94,60	94,60
ΔH (m)	9,37	9,37
H_u (m)	113,63	104,63

Admitindo a simplificação de que o escoamento é permanente turbulento para toda a gama de caudais turbinados, pode-se definir a perda de carga total do circuito hidráulico em função do caudal turbinado na forma $\Delta H = f(Q^2)$. Deste modo, a perda de carga foi definida em relação ao caudal e a um coeficiente de perda de carga, C, na forma da expressão 5.4:

$$\Delta H = C * Q^2 \quad (5.4)$$

O coeficiente C foi determinado para os valores de caudal $Q_{\text{dim Max}} = 94,60 \text{ m}^3/\text{s}$, e uma perda de carga $\Delta H = 9,37 \text{ m}$. O valor obtido é assim de $C = 0,00105$. Aplicando a expressão 5.4 à expressão 5.3, esta fica da forma:

$$H_u = (N_m - N_j) - 0,00105Q^2 \quad (5.5)$$

Com a equação 5.5 desenhou-se a Figura 5.5 que mostra a evolução da perda de carga do sistema, devolvendo os valores de queda útil do aproveitamento hidroelétrico em função da gama de caudais turbinados e tendo em conta o nível mínimo de exploração à cota N.M.E = 475,00.

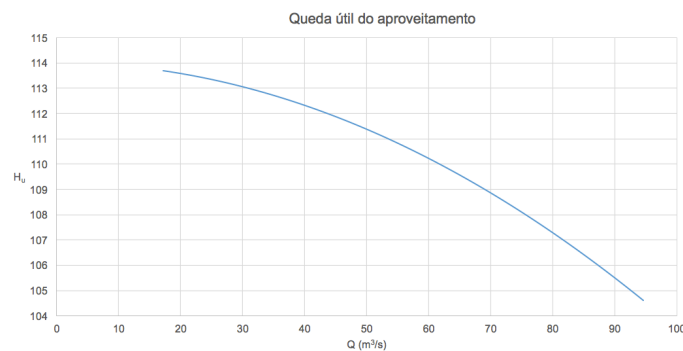


FIGURA 5.5 QUEDA ÚTIL DO APROVEITAMENTO E EVOLUÇÃO DA PERDA DE CARGA EM FUNÇÃO DO CAUDAL TURBINADO, PARA N.M.E = 475,00.

5.5.7. CENTRAL HIDROELÉTRICA

A central hidroelétrica tem como função o abrigo dos dois grupos turbina-alternador e também todo o equipamento auxiliar tais como válvulas de segurança e proteção, quadros elétricos, painéis de controlo, equipamentos mecânicos, salas de equipamentos elétricos e mecânicos e instalações sanitárias. O edifício da central deve permitir a manutenção e inspeção de equipamentos, bem como a fácil instalação desses equipamentos através de acessos como o uso de escadas e fossos de inspeção, e através de grua e guincho instalados permanentemente.

A área ocupada pela central hidroelétrica é determinada principalmente pelo número e pelas dimensões das turbomáquinas presentes na central. Segundo Ramos, H. (2010), a estimativa da área ocupada pelo edifício devido a uma turbina Francis pode ser dada em função do caudal e da queda. A central hidroelétrica em estudo terá de conter duas turbinas Francis, cada uma a operar em condições normais de funcionamento com um caudal $Q = 43,00 \text{ m}^3/\text{s}$ e para uma queda $H_0 = 104,00 \text{ m}$. Assim foram calculadas as dimensões de cada turbina para determinar a área da central.

O número específico de rotações, n_s , é o parâmetro que influencia todas as dimensões da turbina pois de acordo com a teoria da semelhança, representa a velocidade de rotação de uma turbina geometricamente semelhante à primeira e que, funcionando com igual rendimento, fornece uma

potência unitária. Em Ramos, H. (2010) a primeira aproximação ao número específico de rotações é arbitrado segundo o intervalo máximo e mínimo:

$$N_{s\ máx} = 2330/\sqrt{H} = 228 \text{ r.p.m.}$$

$$N_{s\ mín} = 1550/\sqrt{H} = 152 \text{ r.p.m}$$

O número específico de rotações arbitrado foi de $N_s = 200$. A velocidade de rotação da turbina, n , pode ser dado pela equação 5.6:

$$N_s = n \frac{P^{0,5}}{H_u^{1,25}} \quad (5.6)$$

onde:

P – Potência = 37,2 MW = 50 480 CV.

H_u – Queda útil = 104 m.

A velocidade de rotação calculada foi de $n = 345$ r.p.m. As turbinas estão acopladas a alternadores que devem rodar a velocidade constante de forma a igualar a frequência elétrica nacional ($f = 50$ Hz). Esta velocidade de rotação é função do número de pares de polos, n° pp, instalados na turbina. O número de polos deve ser um número inteiro e como recomendado por vários fabricantes o número de polos deve ser múltiplo de 4. A expressão 5.7 fica:

$$n^\circ \text{ pp} = \frac{60f}{n} = 8,70 \quad (5.7)$$

Se adotarmos um n° pp = 10, temos 20 pólos no total, portanto, um número inteiro e múltiplo de 4. Assim aplicando novamente a expressão (5.7) calcula-se a velocidade de rotação final que fica $n = 300$, e aplicando outra vez a expressão (5.6) sabe-se o n° específico de rotações necessário ao cálculo das dimensões da turbina. O cálculo das dimensões da turbina está apresentado no ponto B6 do ANEXO B. A maior dimensão da turbina tem 7,6 metros e foi a medida condicionante para a construção do aproveitamento hidroelétrico.

5.6. MAPA DE QUANTIDADES GERAIS

Para a análise de viabilidade económica do aproveitamento hidroelétrico em estudo, foi realizado um orçamento geral das obras baseado no mapa de trabalhos onde são calculadas as quantidades de material com base no Desenho 1 e 2.

Para a estimativa de custos foram usados os valores de fabrico presentes no Quadro 5.7:

QUADRO 5.7 PREÇOS UNITÁRIOS DE MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO E SUBEMPREITADAS.

Acessos (€/m)	400,00	Movimento de terras (€/m³)	25,00
Desflorestação (€/km²)	250,00	Construção do túnel (€/m)	5 000,00
Betão (€/m³)	60,00	Condução de aço (€/Kg)	0,78
Betão estrutural (€/m³)	200,00	Ligação da rede elétrica (€/m)	76 000,00

Estes preços foram obtidos através de consulta de projetos similares e por informações obtidas junto a consultores sobre preços unitários de materiais de construção. Para a estimativa de custo de outros materiais e subempreitadas foram assumidos valores típicos de projetos do mesmo tipo. Nomeadamente, admite-se que os trabalhos de engenharia custariam 10% do total do custo da obra e que o custo de “vários” representa 20% do custo de construção da barragem, onde “vários” inclui: monitorização e instrumentalização da barragem, instalações elétricas e sanitárias, sistema de drenagem e a selagem do pé da barragem.

O cálculo do custo de cada turbina está apresentado no ponto B7 do ANEXO B. O valor do custo das duas turbinas está resumido no Quadro B.16. O valor tabelado foi ainda majorado de maneira a ter em conta gastos de transporte e montagem não contabilizados no cálculo. Assim o valor final admitido para o equipamento hidroelétrico da central é da ordem de 4 000 000 €.

Com estes dados e com os desenhos realizados para o aproveitamento hidroelétrico é apresentado o Quadro 5.8 que contém o mapa de quantidades gerais e estimativa orçamental para a construção de um aproveitamento hidroelétrico para o local de estudo.

QUADRO 5.8 MAPA DE QUANTIDADES GERAIS E ESTIMATIVA ORÇAMENTAL.

Mapa de Quantidades						
Art.º	DESIGNAÇÃO	Un.	Quant.	Custo Unitário de Fabrico (€)	Valor Geral (€)	Custo Total (€)
1	TRABALHOS PREPARATÓRIOS					23 485 672
1.1	Trabalhos de engenharia	vg			9 700 000	9 700 000
1.2	Estação hidrométrica	vg			300 000	300 000
1.3	Estudos de prospeção	vg			300 000	300 000
1.4	Estaleiro	vg			2 100 000	2 100 000
1.5	Acessos ao local	m	26 500	400,00		10 600 000
1.6	Desflorestação	Km²	1 943	250,00		485 672
2	CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM					29 969 159
2.1	Betão	m³	231 099	60,00		13 865 938
2.2	Betão estrutural	m³	9 434	200,00		1 886 721
2.3	Movimento de Terras	m³	328 660	25,00		8 216 500
2.4	Equipamento Hidroelétrico	vg			1 000 000	1 000 000
2.5	Vários	vg			5 000 000	5 000 000
3	CONSTRUÇÃO DO CIRCUITO HIDRÁULICO					38 720 551
3.1	Tomada de água					
3.1.1	Betão	m³	6 338	60,00		380 292
3.1.2	Betão estrutural	m³	11 716	200,00		2 343 200
3.1.3	Movimento de Terras	m³	133 575	25,00		3 339 375
3.1.3	Equipamento Hidroelétrico	vg			1 000 000	1 000 000
3.2	Túnel	m	4 566	5 000,00		22 830 000
3.3	Chaminé de equilíbrio					
3.3.1	Betão estrutural	m³	5 010	200,00		1 002 011
3.3.2	Escavação	m³	10 719	25,00		267 982
3.3	Conduta Forçada					
3.3.1	Conduta	Kg	3 901	0,78		3 043 110
3.3.2	Movimento de terras	Kg	220 583	25,00		5 514 582
4	CENTRAL HIDROELÉTRICA					13 685 353
4.1	Betão	m³	4 874	60,00		292 467
4.2	Betão estrutural	m³	3 860	200,00		772 008
4.3	Escavação	m³	40 835	25,00		1 020 878
4.4	Equipamento Hidroelétrico	vg			4 000 000	4 000 000
4.5	Ligação à rede nacional	m	76 000	100,00		7 600 000
Total						106 860 735

5.7. ANÁLISE ECONÓMICA DA ALTERNATIVA DE ESTUDO

De maneira a comprovar a viabilidade económica do aproveitamento hidroelétrico, foi feito o cálculo de custos e proveitos atualizados ao presente, 2016, desde o início da obra até ao fim do período de vida útil da obra, ou seja, fez-se novamente o cálculo do valor atualizado líquido do aproveitamento. Este valor é calculado com base no valor presente dos proveitos gerados ao longo do tempo menos os custos de construção e operação.

No capítulo 4.6 foi realizada uma análise económica na qual se definiu que a duração dos equipamentos seria de 20 anos. Fez-se também uma análise de sensibilidade para um tempo de exploração de 30 e 40 anos. Do mesmo modo, nesta análise admite-se que aos 20 anos os equipamentos devem ser substituídos e definiu-se o tempo de vida útil do aproveitamento em 40 anos de serviço. O tempo de vida útil da obra tem início logo na fase de construção. Prevê-se que a fase de construção tem uma duração média igual a 5 anos.

Na análise hidrológica e energética do capítulo 4, os proveitos gerados pelo aproveitamento foram calculados a partir do volume médio de caudal anual turbinado na gama de caudais definida por $Q_{dim} = 86,00 \text{ m}^3/\text{s}$ e a partir da curva de duração média dos caudais médios diários da Figura 4.18. O preço de venda de eletricidade considerado foi de 100 €/MWh. Assim, neste capítulo, o volume turbinado e o preço de venda considerado continuam a ser os mesmos. Com base nesta informação apresenta-se o Quadro 5.9 que contém os valores de energia produzida e de proveitos económicos anuais.

QUADRO 5.9 PROVEITOS ENERGÉTICOS E ECONÓMICOS ANUAIS.

Volume Turbinado (m³/ano)	1 099 230 006
H_u (m)	104
Preço (€/kWh)	0,10
E (GWh/ano)	263,571
Receitas anuais (€/ano)	26 357 092

A partir das receitas anuais do aproveitamento calculou-se as receitas totais geradas durante os 40 anos de funcionamento, atualizadas ao presente (ano 2016). Para isso usou-se a expressão 5.8:

$$R = \frac{\sum_{j=k+1}^n \frac{R_j}{(1+t_a)^j}}{(1+t_a)^k} \quad (5.8)$$

onde:

R – Receita total atualizada (€);

R_j – Receita anual (€/ano);

t_a – Taxa de atualização ($t_a=10\%$);

n – Tempo de vida útil ($n = 40$ anos);

k – Tempo de construção ($k = 5$ anos);

Assim, as receitas económicas em milhões de euros são de:

$$R = \frac{\sum_{j=5+1}^n \frac{26,35}{(1+0,1)^j}}{(1 + 0,1)^5} = 157,83 \times 10^6 \text{€}$$

Da mesma maneira que foi feito no capítulo 4.6, admitiu-se que os custos de operação e manutenção do aproveitamento hidroelétrico equivalem a 10% das receitas anuais, 2 635 709 €. Deste modo, os custos totais de operação e manutenção durante a exploração do aproveitamento em milhões de euros são:

$$C_{op} = 15,78 \times 10^6 \text{€}$$

No cálculo dos custos de construção, foi admitido uma duração de construção de 5 anos, para a qual se distribuiu as parcelas monetárias de cada tipo de trabalho realizado. Por exemplo, quanto às escavações, somou-se o custo de todas as escavações presentes no mapa de quantidades gerais da Quadro 5.8, e dividiu-se o total por dois anos, que foi o tempo considerado plausível para a realização desse tipo de trabalho. A distribuição de cada uma destas parcelas segue o modelo esquematizado na Figura 5.6. O custo anual foi obtido através da soma das parcelas de cada tipo de trabalho realizado no mesmo ano de construção.

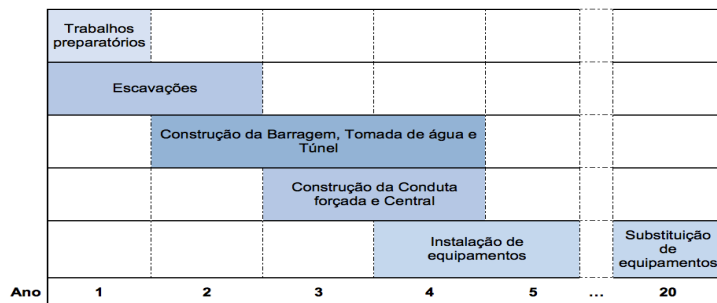


FIGURA 5.6 PLANO DE CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM.

De acordo com o plano da Figura 5.6 distribuíram-se os custos de construção desde o ano 1 até ao ano 5 como está apresentado no Quadro 5.10

QUADRO 5.10 DISTRIBUIÇÃO DOS CUSTOS DE CONSTRUÇÃO.

Ano	1	2	3	4	5	20
Custo ($\times 10^6$ €)	32,66	24,95	21,62	24,62	3	6

Para se determinar os custos totais atualizados da construção recorreu-se à equação 5.9:

$$C_c = \sum_{i=1}^k \frac{C_{c_i}}{(1 + t_a)^i} \quad (5.9)$$

onde:

C_c – Custo total da construção durante os $k=5$ anos;

C_{c_i} – Custo de construção no ano i (Quadro 5.10).

t_a – Taxa de atualização ($t_a=10\%$).

A partir da expressão 5.9 e dos custos de construção anuais apresentados no Quadro 5.10 fez-se o Quadro 5.11, que apresenta os custos anuais da construção atualizados ao presente.

QUADRO 5.11 CUSTOS DE CONSTRUÇÃO ATUALIZADOS.

Ano	1	2	3	4	5	20	Total
Custo (x10⁶ €)	29,70	20,62	16,25	16,82	1,86	0,89	86,13

A estimativa do valor atualizado líquido (VAL) do aproveitamento hidroelétrico em estudo representa a soma cumulativa dos proveitos e custos do empreendimento apresentados:

$$VAL = R - (C_c + C_{op}) = 157,83 - (86,13 + 15,78) = 55,92 \times 10^6 \text{€}$$

Para perceber como evolui o VAL desde o início da construção no ano 1, até ao fim do tempo de exploração considerado igual a 40 anos, fez-se a soma cumulativa do VAL em cada ano. A Figura 5.7 demonstra a evolução do VAL ao longo da vida do aproveitamento hidroelétrico. Analisando a curva obtida o retorno do investimento é feito em aproximadamente 15 anos.

O custo total do aproveitamento é igual à soma dos custos da construção com os custos de operação e manutenção. De acordo com os resultados obtidos o custo total é $C_t = 101,92 \times 10^6 \text{€}$. O valor do custo total obtido no Quadro 4.12 é de $C_t = 130,87 \times 10^6 \text{€}$. Comparando os dois valores, pode-se dizer que a curva da expressão 4.6 (ver pág. 47) oferece uma estimativa conservativa dos custos totais do aproveitamento hidroelétrico. Assim, é possível que a viabilidade económica que os vários pontos estudados apresentaram à partida seja confirmada em estudos mais aprofundados a esses locais.

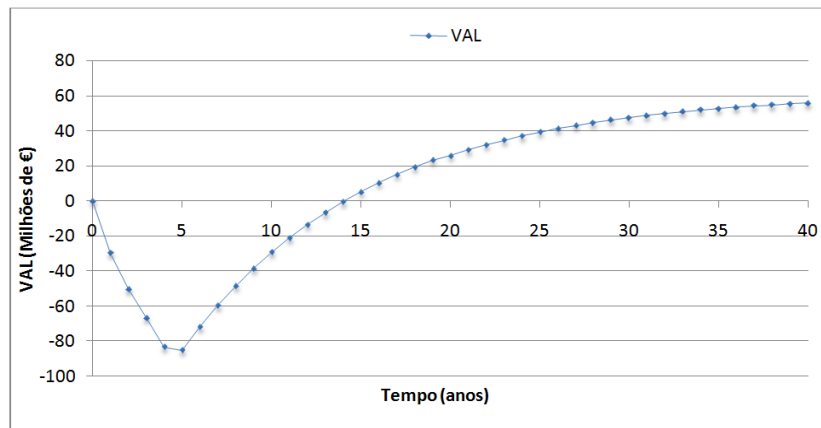


FIGURA 5.7 CURVA DE EVOLUÇÃO DO VALOR ATUALIZADO LÍQUIDO.

Numa análise económica é frequente usar-se como indicador a taxa interna de rentabilidade (TIR) que corresponde à taxa de atualização que faz o VAL ficar nulo. A taxa de atualização de um país depende de entre vários fatores da estabilidade económica e política de um país. Maior estabilidade implica taxas de atualização mais baixas. Assim, quanto maior a TIR mais atrativo será o investimento uma vez que o risco de não retorno é mais baixo. A Figura 5.8 representa a evolução do TIR, que foi calculado através das expressões 5.8 e 5.9 em função da taxa de atualização. A TIR que anula o VAL é de $t_a = 15,22\%$.

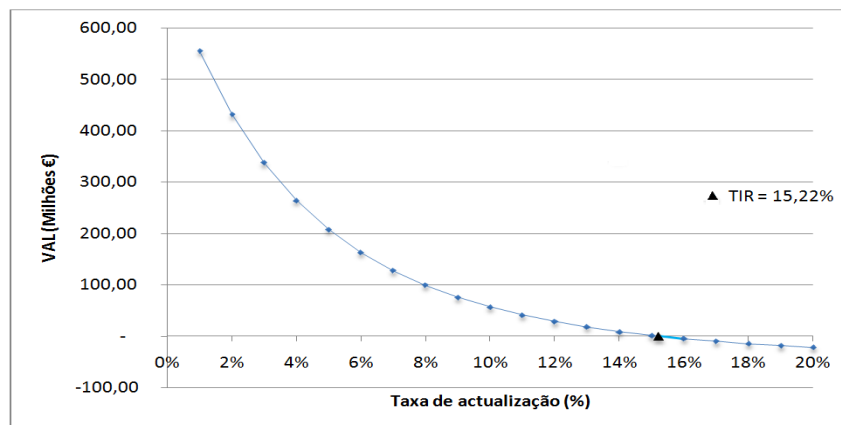


FIGURA 5.8 CURVA DE EVOLUÇÃO DA TAXA INTERNA DE RENTABILIDADE.

6. CONCLUSÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DO ESTUDO

6.1. CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente ponto são sintetizadas as conclusões obtidas nos diferentes capítulos, é apresentada uma síntese dos aspetos mais relevantes do trabalho, e são propostas recomendações para continuação dos estudos.

Foi reforçada a consciência de que Moçambique é um país com forte potencial hidroelétrico que pode ser mais explorado ajudando assim no aumento de valor de riqueza interna e no combate à pobreza. Este tipo de energia renovável a funcionar isoladamente ou conjugada com outras energias renováveis é um meio para o desenvolvimento das regiões mais remotas do país que podem ser alimentadas de energia por redes locais.

Verifica-se que já existem alguns estudos de inventário hidroelétrico para a Bacia do Rio Revuboé que demonstram a intenção do Estado em apostar no desenvolvimento hidroelétrico nesta região. Foram identificados e estudados 12 locais distintos na bacia do Rio Revuboé. Outro aspeto que foi necessário ultrapassar foi a limitação de dados hidrométricos na bacia, havendo grandes discrepâncias na comparação dos valores obtidos pelo mapa de escoamento médio anual com os valores obtidos pela série de dados das alturas médias diárias do nível da água na estação hidrométrica de Chingodzé. Ainda assim, neste trabalho conseguiu-se obter curvas de duração média anual de caudais médios diários para cada um dos 12 locais. Estas curvas permitiram obter as produções de energia média anual para cada local e otimizar o respetivo caudal de dimensionamento. A análise económica realizada permitiu selecionar a solução nº 9 a mais vantajosa (com maior Valor Atualizado Líquido), que foi posteriormente desenvolvida a nível de estudo preliminar.

Para verificar a importância da incerteza relativa a alguns parâmetros, foram realizadas análises de sensibilidade que provaram que a solução mais vantajosa não é alterada pela alteração desses parâmetros de base.

O dimensionamento preliminar da alternativa nº 9, permitiu aferir uma estimativa mais realista dos custos totais da obra, e verificar que o estudo de viabilidade económica da alternativa nº 9 não foi comprometido.

De forma geral, este estudo permite confirmar o forte potencial hidroelétrico existente na bacia do Rio Revuboé em Tete, e o qual pode ser concretizado por meio de aproveitamentos com potências inferiores a 80 MW. Este potencial é em grande parte devido ao planalto africano na região que proporciona grandes quedas e maior precipitação na região devido ao arrefecimento em altura das massas de ar.

A necessidade de energia elétrica na região de Tete é importante também devido à falta de energia junto das populações e à grande riqueza mineral existente na região onde a crescente exploração de carvão e ouro, esbarra com a falta de energia nesta zona.

6.2. RECOMENDAÇÕES PARA CONTINUAÇÃO DOS ESTUDOS

Na análise do potencial hidroelétrico de uma determinada região os dados topográficos e hidrológicos são indispensáveis. Particularmente em África, há bastante trabalho por realizar relativamente à obtenção destes dados. Neste trabalho, as recomendações feitas para a continuidade dos estudos vão essencialmente ao encontro dos problemas criados pela falta de informação fidedigna.

Nomeadamente na bacia do Rio Revubó, recomenda-se:

- A criação de um posto hidrométrico com capacidade de registo dos caudais médios diários líquidos e sólidos no local da alternativa nº 9. Este posto permitirá avaliar com maior certeza as quantidades de água do Rio Revubó.
- A realização de estudos geológicos e prospeção geotécnica no local da alternativa 9 de modo a confirmar a viabilidade técnica para a construção de um aproveitamento hidroelétrico nesse local.
- Levantamento topográfico da zona da alternativa nº 9 com detalhe suficiente.
- O levantamento das quantidades de água necessárias para abastecimento de água e energia às populações, indústria e agricultura na região de Tete.

Por fim, a continuação dos estudos pode ser feita de modo a complementar este trabalho através da elaboração de cenários de usos múltiplos da água e de sistemas tendo em conta também o uso de sistemas integrados de energia renovável (e.g. Energia hídrica + eólica) que consigam cobrir com energia e água as zonas rurais desta região.

7. BIBLIOGRAFIA

- AGGIDIS, G., 2008. - "Turbine Costs" Lancaster University, North West Hydro Resource Model. (acedido a 5-jun-2016). Disponível em: http://www.engineering.lancs.ac.uk/lureg/nwhrm/engineering/turbine_costs.php
- ASANTE, K. E VILANKOS, A., 2009. - "Análise da Hidrologia e das Bacias Hidrográficas" Instituto Nacional de Gestão de Calamidades (INGC).
- ASSIS, A., 2009. - "Atlas de Moçambique", Editora Nacional de Moçambique, Moçambique. (confirmar autor com o professor)
- PALITZA, K., 2013. - "Electricity for all but those the Kariba Dam displaced", IPS – Inter Press Service, (Acedido em 5 de março de 2016) Disponível em: <http://www.ipsnews.net/2013/03/electricity-for-all-but-those-the-kariba-dam-displaced/>
- BANCO MUNDIAL, 2010. - "A bacia do Rio Zambeze", Volume 1, junho.
- BANCO MUNDIAL, 2013. - "África Continua com Forte Crescimento Apesar da Desaceleração Global, mas a Redução da Pobreza Mantém-se Débil", The World Bank, Washington, 15 de abril. (Acedido a 7-mar-2016) Disponível em: <http://www.worldbank.org/pt/news/press-release/2013/04/15/africa-continues-grow-strongly-despite-global-slowdown-although-significantly-less-poverty-remains-elusive>
- CEPEL - CENTRO DE PESQUISAS DE ENERGIA ELÉTRICA, 2007. - "Manual de Inventário Hidroelétrico de Bacias Hidrográficas" / Ministério de Minas e Energia. Rio de Janeiro.
- CUMBE, A. N. F., 2007. - "O Património Geológico de Moçambique: Proposta de Metodologia de Inventariação, Caracterização e Avaliação", Tese de Mestrado em Património Geológico e Geoconservação, Braga, dezembro.
- DGADR - DIREÇÃO GERAL DE AGRICULTURA E DESENVOLVIMENTO RURAL, 2016. - "Nota explicativa da Carta dos Solos de Portugal e da Carta de Capacidade de Uso do Solo", (acedido a 23-fev-2016). Disponível em: <http://www.dgadr.mamaot.pt/nota-explicativa>
- DNA - DIREÇÃO NACIONAL DE ÁGUAS, 2007/2008. - "Anuário Hidrológico das Bacias dos Rios Zambeze e Pungué", República de Moçambique.
- DNA - DIREÇÃO NACIONAL DE ÁGUAS, 2014. - "Feasibility Study of Mavudzi Hydropower Plant", Hydroneo, Feasibility Study Report.
- ELETRICIDADE DE MOÇAMBIQUE, 2008. - "Relatório de Contas, Annual Report 2008".
- ENERMOZ, 2014. - "Capoche Hydropower Project", LCW Moçambique, Lda.
- GESTO ENERGIA, FUNAE E MINISTÉRIO DA ENERGIA DA REPÚBLICA DE MOÇAMBIQUE, 2014. - "Atlas das Energias Renováveis de Moçambique".

- HCB - HIDROELÉTRICA DE CAHORA BASSA, 2012. - “Projeto de Programa de Supervisão e Controlo dos níveis da Albufeira”, outubro.
- INE - INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA, 2012. - “Estatísticas e Indicadores Sociais, 2012-2013”, Maputo.
- INIA - INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGAÇÃO AGRONÓMICA, 1994. - “Província de Tete, Carta de Solos”, (acedido a 23-fev-2016). Disponível em: http://esdac.jrc.ec.europa.eu/images/Eudasm/Africa/images/maps/download/PDF/afr_mtet.pdf
- INIA - INSTITUTO NACIONAL DE INVESTIGAÇÃO AGRONÓMICA, 1998. - “Guia de Referência para o Inventário Sistemático de Solos em Moçambique”, Maputo.
- KLUNNE, J., 2013. - “Small Hydropower in Southern Africa – an overview of 5 countries in the region”, Journal of Energy in Southern Africa, Vol 24 nº3, Pretoria, agosto.
- LEHNER, B.; VERDIN, K. E JARVIS A., 2006. - “HydroSHEDS, Technical Documentation”, World Wildlife Fund, Washington DC, EUA.
- MACDONALD, M., 2008. - “Integrated Water Resource Management Strategy and Implementation Plan for the Zambezi River Basin”, April.
- MATOS, J., 2014. - “Hydraulic-hydrologic model for the Zambezi River using satellite data and artificial intelligence techniques”, Tese para obtenção do Grau de Doutor. “Instituto Superior Técnico” e “École Polytechnique Fédérale de Lausanne”. julho.
- MICOA - MINISTÉRIO PARA A COORDENAÇÃO DA AÇÃO AMBIENTAL, 2002. - “Plano Nacional de Combate à Seca e à Desertificação”.
- MINED - MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO, 1986. - “Atlas Geográfico” Volume 1, 2ª edição, República Popular de Moçambique.
- OJUKWU, C., 2010 - “Agriculture Sector Strategy 2010-2014” African Development Bank Group, janeiro.
- PINHEIRO, A. N., 2005. - “Obras de Desvio Provisório”, Instituto Superior Técnico, Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos.
- PINHEIRO, A. N., 2006A. - “Descarregadores de Cheia em Canal de Encosta, Dimensionamento e Implantação”, Instituto Superior Técnico, Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos.
- PINHEIRO, A. N., 2006B. - “Tomadas de Água em Albufeiras”, Instituto Superior Técnico, Secção de Hidráulica e Recursos Hídricos.
- QUINTELA, A. C., 2009. - “Hidráulica”, 11ª ed. Fundação Calouste Gulbenkian.
- RAMOS, H. M., 2000. - “Guidelines for Design of Small Hydropower Plants” através de WREAN (Western Regional Energy Agency & Network) e DEAD (Department of Economic Development), Belfast, Irlanda do Norte

RAMOS, H. M., 2010. - “Fundamentos e Orientações no Projecto de Aproveitamentos Hidroeléctricos: Critérios e dimensionamento”, Instituto Superior Técnico, Estruturas e Aproveitamentos Hidroeléctricos.

SHAHIN, M., 2002. - “Hydrology and Water Resources of Africa”.

SANRAL - THE SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY LTD., 2006. - “Drainage Manual”, 5ª edição, Pretoria.

UNEP - UNITED NATIONS ENVIRONMENT PROGRAMME, 2010. - “Africa Water Atlas”, Division of Early Warning and Assessment (DEWA), Nairobi, Kenya.

WCD – WORLD COMMISSION ON DAMS, 2000. - “Kariba Dam Case Study”, prepared as an input to the World Commission on Dams, Cape Town, Soils Incorporated (Pty) Ltd and Chalo Environmental & Sustainable Development Consultants (Acedido em 15-jan-2016). Disponível em: [http://share.nanjing-school.com/dpgeography/files/2013/05/World Commission on Dams 2000 Case Study Kariba Dam Final Report November 2000-2etc5lv.pdf](http://share.nanjing-school.com/dpgeography/files/2013/05/World_Commission_on_Dams_2000_Case_Study_Kariba_Dam_Final_Report_November_2000-2etc5lv.pdf)

ANEXO A

A1 CURVAS DE DURAÇÃO MÉDIA ANUAL DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS PARA AS 12 ALTERNATIVAS

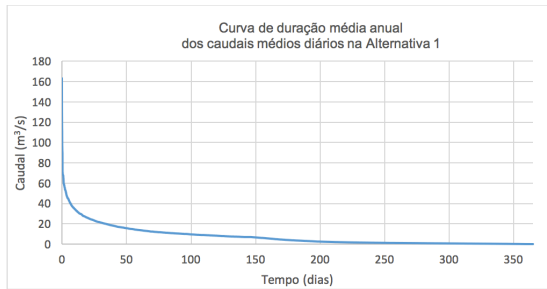


FIGURA A.1 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 1.

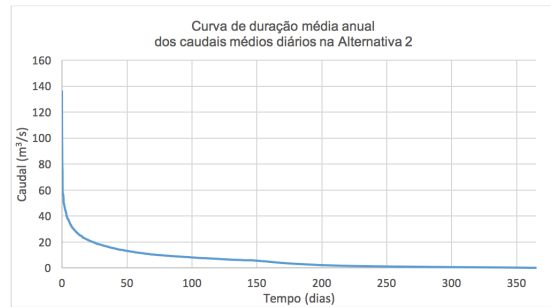


FIGURA A.2 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 2.

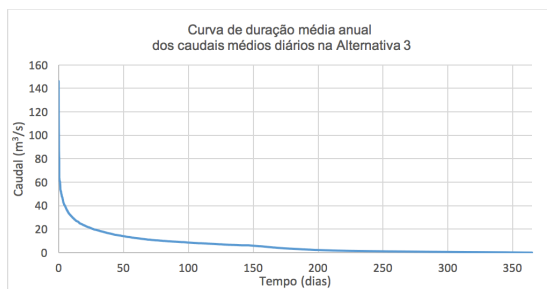


FIGURA A.3 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 3.

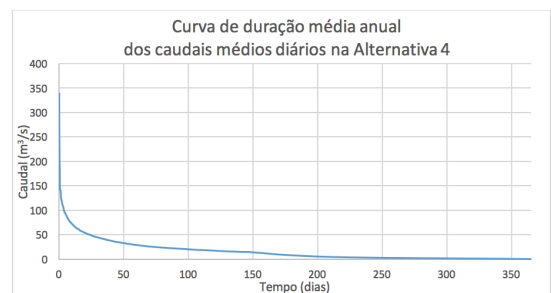


FIGURA A.4 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 4.

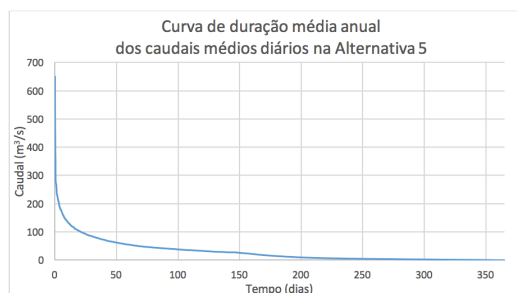


FIGURA A.5 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 5.

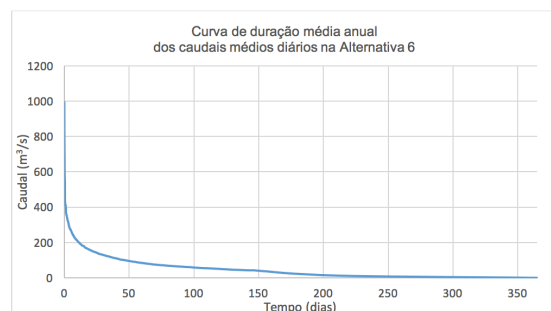


FIGURA A.6 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 6.

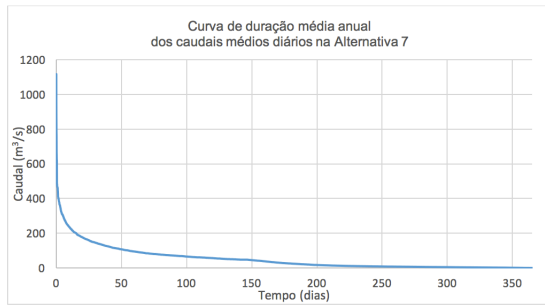


FIGURA A.7 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 7.

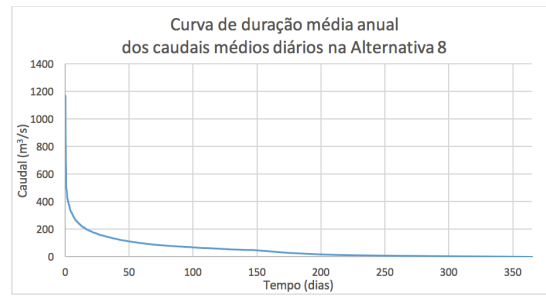


FIGURA A.8 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 8.

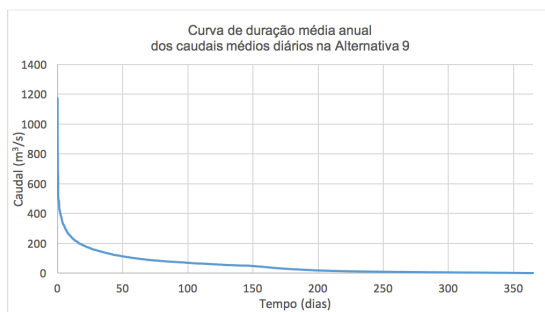


FIGURA A.9 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 9.

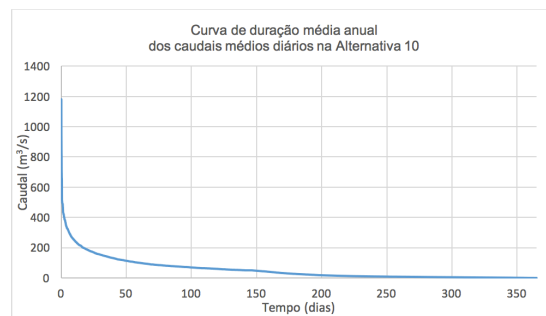


FIGURA A.10 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 10.

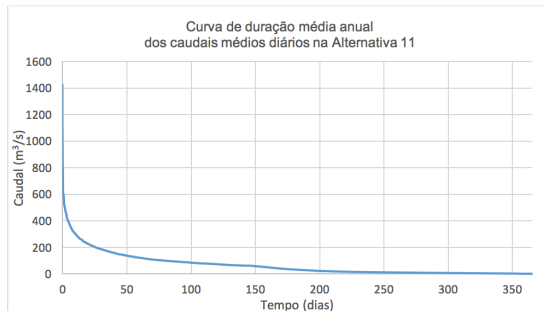


FIGURA A.11 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 11.

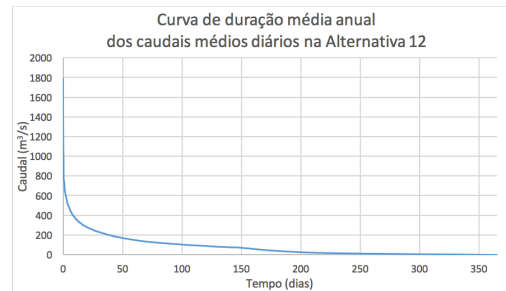


FIGURA A.12 CURVA DE DURAÇÃO MÉDIA DOS CAUDAIS MÉDIOS DIÁRIOS NA SECÇÃO DA ALTERNATIVA 12.

A2 CURVAS DE OTIMIZAÇÃO DO VALOR ATUALIZADO LÍQUIDO PARA AS 12 ALTERNATIVAS

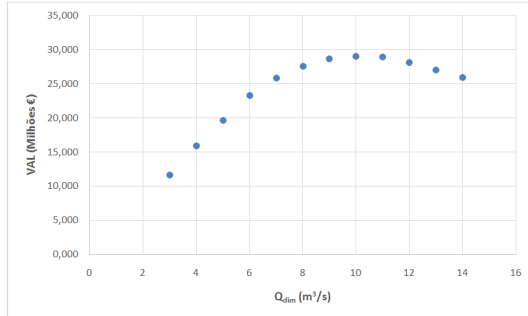


FIGURA A.13 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 1.

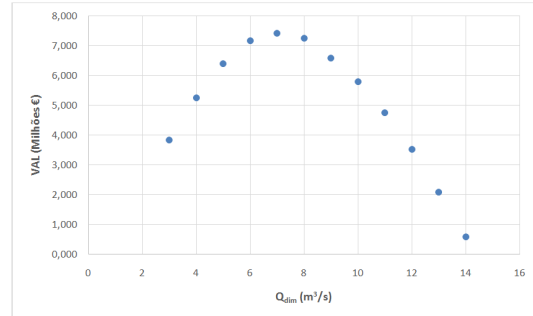


FIGURA A.14 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 2.

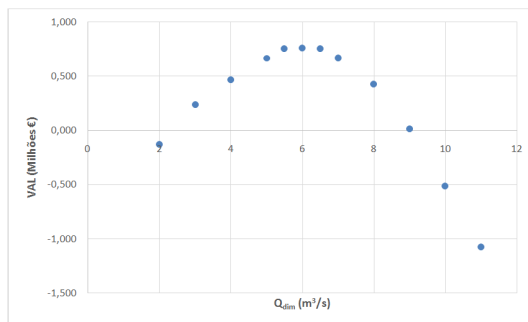


FIGURA A.15 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 3.

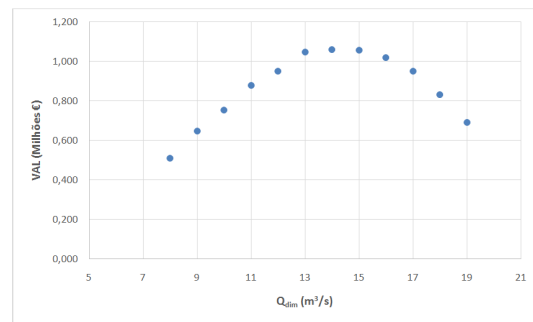


FIGURA A.16 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 4.

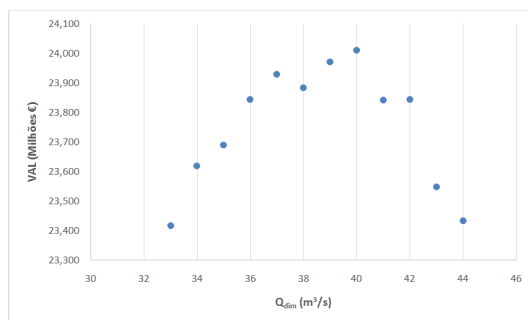


FIGURA A.17 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 5.

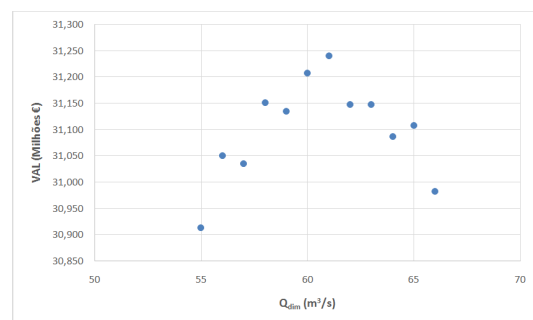


FIGURA A.18 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 6.

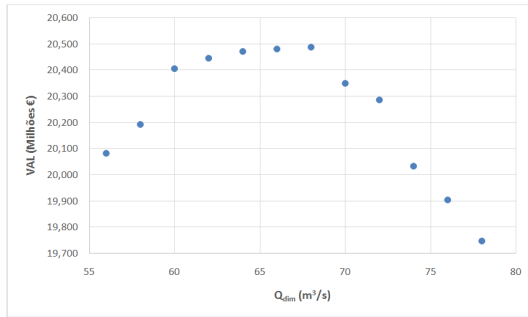


FIGURA A.19 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 7.

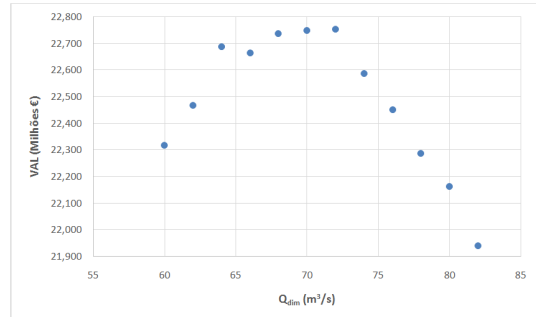


FIGURA A.20 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 8.

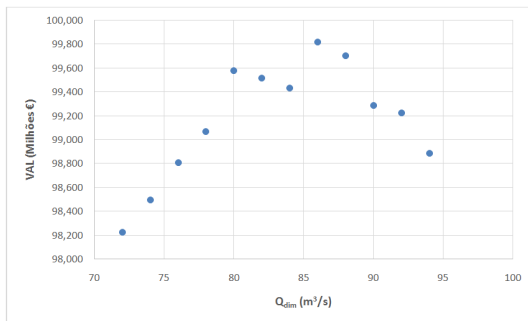


FIGURA A.21 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 9.

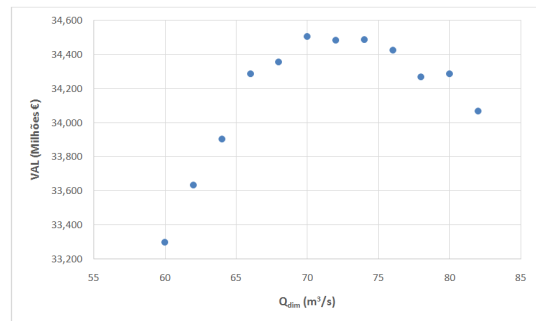


FIGURA A.22 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 10.

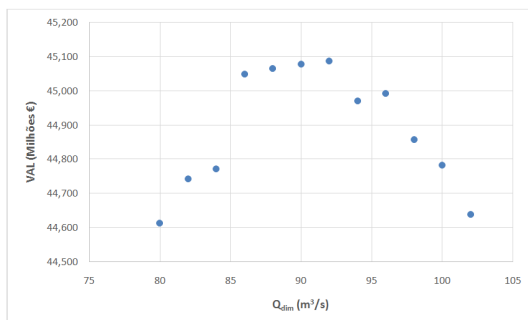


FIGURA A.23 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 11.

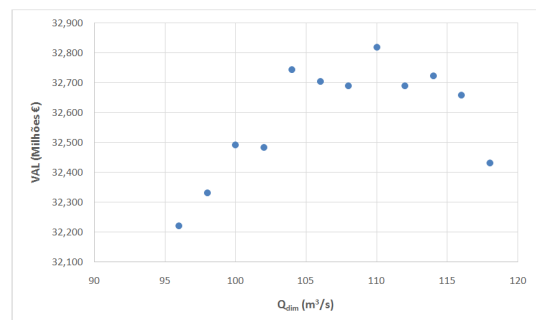


FIGURA A.24 OTIMIZAÇÃO DO CAUDAL DE DIMENSIONAMENTO DA ALTERNATIVA 12.

A3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA ÀS 12 ALTERNATIVAS

QUADRO A.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 1.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	10	24,73	99,80	551 946 €	29 031 074 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	13	32,14	111,92	600 933 €	64 549 044 €
	7,5%	11	27,20	104,56	566 436 €	43 903 138 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	10	24,73	99,80	551 946 €	20 148 883 €
	30	11	27,20	104,56	566 436 €	38 355 923 €
Preço de Venda (€/KWh)	40	11	27,20	104,56	566 436 €	42 001 070 €
	0,075	8	19,78	87,84	529 140 €	9 046 988 €
	0,125	11	27,20	104,56	566 436 €	50 933 441 €

QUADRO A.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 2.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	7	9,62	40,67	660 395 €	7 420 125 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	9	12,37	46,40	700 787 €	22 129 431 €
	7,5%	8	11,00	43,89	677 361 €	13 560 797 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	7	9,62	40,67	660 395 €	3 861 285 €
	30	8	11,00	43,89	677 361 €	11 232 200 €
Preço de Venda (€/KWh)	40	8	11,00	43,89	677 361 €	12 762 352 €
	0,075	5	6,87	32,27	644 365 €	- 394 696 €
	0,125	8	11,00	43,89	677 361 €	16 511 962 €

QUADRO A.3 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 3.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	6	3,27	14,93	791 719 €	763 211 €
	20 anos					
	0,10 €/kWh					
Tx act. (%)	5%	8	4,36	17,96	819 044 €	6 441 936 €
	7,5%	7	3,82	16,57	802 189 €	3 050 583 €
	12,5%	5	2,73	13,00	791 423 €	- 500 516 €
Tempo de exploração (Anos)	30	7	3,82	16,57	802 189 €	2 171 624 €
	40	7	3,82	16,57	802 189 €	2 749 199 €
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	0,5	0,27	0,89	1 537 296 €	- 802 700 €
	0,125	8	4,36	17,96	819 044 €	4 212 350 €

QUADRO A.4 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 4.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	14	3,56	16,20	777 388 €	1 060 210 €
	20 anos					
	0,10 €/kWh					
Tx act. (%)	5%	20	5,08	20,23	816 704 €	7 301 006 €
	7,5%	17	4,32	18,45	791 260 €	3 598 316 €
	12,5%	11	2,79	13,48	777 581 €	- 332 399 €
Tempo de exploração (Anos)	30	16	4,06	17,75	785 379 €	2 624 632 €
	40	16	4,06	17,75	785 379 €	3 262 736 €
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	1,5	0,38	1,62	1 178 031 €	- 882 706 €
	0,125	18	4,57	19,08	799 248 €	4 850 897 €

QUADRO A.5 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 5.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	37	16,86	68,25	603 054 €	16 365 987 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	49	22,33	78,05	653 007 €	40 952 116 €
	7,5%	42	19,14	72,83	622 330 €	26 510 933 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	34	15,49	65,09	592 911 €	10 415 449 €
	30	40	18,23	71,14	613 912 €	22 719 505 €
Preço de Venda (€/kWh)	40	40	18,23	71,14	613 912 €	25 199 635 €
	0,075	28	12,76	57,45	579 494 €	3 024 182 €
	0,125	42	19,14	72,83	622 330 €	31 408 088 €

QUADRO A.6 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 6.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	61	27,80	108,51	554 933 €	31 240 498 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	79	36,00	121,77	602 050 €	70 092 447 €
	7,5%	68	30,99	114,22	572 609 €	47 254 375 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	56	25,52	103,78	543 647 €	21 718 762 €
	30	65	29,62	111,89	564 815 €	41 225 491 €
Preço de Venda (€/kWh)	40	65	29,62	111,89	564 815 €	45 176 569 €
	0,075	44	20,05	89,71	523 467 €	9 748 403 €
	0,125	74	33,72	118,59	588 175 €	55 188 844 €

QUADRO A.7 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 7.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	68	20,83	81,66	591 954 €	20 487 622 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh	84	25,73	90,13	629 859 €	49 377 625 €
	5%					
	7,5%					
Tempo de exploração (Anos)	7,5%	69	21,13	82,34	593 622 €	32 334 716 €
	12,5%					
	60					
Preço de Venda (€/KWh)	30	69	21,13	82,34	593 622 €	27 966 345 €
	40					
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	51	15,62	69,05	562 391 €	4 815 824 €
	0,125					
Preço de Venda (€/KWh)	0,125	84	25,73	90,13	629 859 €	38 189 610 €
	0,125					

QUADRO A.8 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 8.

		Q_{dim} (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	72	22,59	88,01	584 303 €	22 753 226 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh	91	28,55	97,64	629 412 €	53 531 620 €
	5%					
	7,5%					
Tempo de exploração (Anos)	7,5%	80	25,10	92,40	602 973 €	35 421 459 €
	12,5%					
	64					
Preço de Venda (€/KWh)	30	72	22,59	88,01	584 303 €	30 710 939 €
	40					
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	53	16,63	73,63	553 155 €	5 814 997 €
	0,125					
Preço de Venda (€/KWh)	0,125	84	26,35	94,44	612 261 €	41 676 361 €
	0,125					

QUADRO A.9 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 10.

		Qdim (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	70	28,76	114,26	540 842 €	34 506 696 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	93	38,21	130,00	590 070 €	76 391 862 €
	7,5%	89	36,57	127,83	580 348 €	51 896 386 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	66	27,12	110,79	533 353 €	24 326 142 €
	30	80	32,87	121,84	561 434 €	45 304 825 €
Preço de Venda (€/KWh)	40	80	32,87	121,84	561 434 €	49 552 443 €
	0,075	59	24,24	103,62	523 626 €	11 243 449 €
	0,125	89	36,57	127,83	580 348 €	60 491 449 €

QUADRO A.10 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 11.

		Qdim (m ³ /s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	92	37,80	143,76	529 222 €	45 087 419 €
	20 anos					
Tx act. (%)	0,10 €/kWh					
	5%	118	48,48	159,94	574 914 €	96 403 836 €
	7,5%	107	43,96	153,85	554 780 €	66 390 275 €
Tempo de exploração (Anos)	12,5%	85	34,92	138,48	517 297 €	32 629 709 €
	30	100	41,09	149,32	542 921 €	58 285 142 €
Preço de Venda (€/KWh)	40	100	41,09	149,32	542 921 €	63 591 655 €
	0,075	73	29,99	127,03	502 242 €	16 500 554 €
	0,125	108	44,37	154,45	556 539 €	76 763 666 €

QUADRO A.11 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ECONÓMICA À ALTERNATIVA 12.

		Qdim (m³/s)	Potência Instalada (MW)	Energia média anual (GWh/ano)	Custo de energia por ano (€/GWh/ano)	VAL (€)
Dados Base	10%	110	28,76	112,26	550 486 €	32 819 647 €
	20 anos					
	0,10 €/kWh					
Tx act. (%)	5%	140	36,60	124,99	594 003 €	72 954 610 €
	7,5%	122	31,90	117,79	567 652 €	49 314 002 €
	12,5%	101	26,41	107,39	539 272 €	22 942 789 €
Tempo de exploração (Anos)	30	117	30,59	115,56	560 480 €	43 077 793 €
	40	117	30,59	115,56	560 480 €	47 109 613 €
Preço de Venda (€/KWh)	0,075	82	21,44	94,73	521 649 €	10 466 373 €
	0,125	131	34,25	121,64	580 294 €	57 565 388 €

ANEXO B

B1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO DESCARREGADOR DE CHEIA

O dimensionamento de uma soleira espessa do tipo WES é feito de acordo com a lei de vazão expressa na equação B.1:

$$Q = C_w L \sqrt{2gH^3} \quad (\text{B.1})$$

onde:

Q – Caudal descarregado (m³/s);

C_w – Coeficiente de descarga (-);

L – Largura da soleira (m);

H – Carga hidráulica acima da crista da soleira (m);

g – Aceleração da gravidade (9,8 m/s²).

De acordo com Ramos H. M. (2000) para uma soleira do tipo WES o valor do coeficiente de descarga é de C = 0,50 para a carga de dimensionamento.

QUADRO B.1 RELAÇÃO ENTRE A LARGURA DA CRISTA DA SOLEIRA E A CARGA HIDRÁULICA ACIMA DA CRISTA.

H (m)	L (m)	H (m)	L (m)	H (m)	L (m)
2,00	594,16	2,90	340,29	3,80	226,87
2,10	552,23	3,00	323,42	3,90	218,20
2,20	515,00	3,10	307,90	4,00	210,07
2,30	481,79	3,20	293,58	4,10	202,43
2,40	451,99	3,30	280,33	4,20	195,24
2,50	425,14	3,40	268,06	4,30	188,47
2,60	400,85	3,50	256,65	4,40	182,08
2,70	378,79	3,60	246,03	4,50	176,05
2,80	358,68	3,70	236,13		

Cálculo da largura efetiva da soleira pela equação B.2:

$$b_e = b - \sum_{i=1}^n b_{p_i} - 2(nk_p + k_e)H \quad (\text{B.2})$$

onde,

b_e – Largura efetiva da soleira (m).

b – Largura total da soleira (m).

b_{pi} – Largura de cada um dos n pilares (m).

k_p – Coeficiente de contração relativo aos pilares (-).

k_e – Coeficiente de contração relativo aos encontros (-).

Os coeficientes de contração k_p e k_e são obtidos respetivamente através da Figura B.1 e do

Quadro B.2. A largura dos pilares de tipo 2 é obtida pela relação com a carga hidráulica máxima de $0,267H_0$ como indica a Figura B.1.

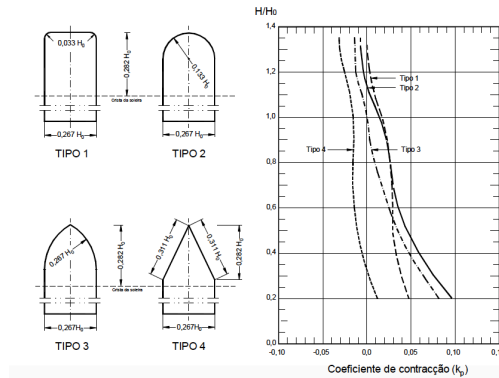


FIGURA B.1 TIPOS DE SECÇÃO DOS PILARES E RESPECTIVOS COEFICIENTES DE CONTRAÇÃO k_p (RETIRADO DE PINHEIRO, A.N. 2006 A)

O tipo de pilar escolhido é o pilar semicircular do tipo 2. Segundo a Figura B.1 para uma carga hidráulica $H=H_0$, o valor do coeficiente de contração relativamente aos pilares é de $k_p = 0,015$. O muro-guia tem a direção do escoamento o que de acordo com o Quadro B.2 resulta num valor do coeficiente $k_e = 0$.

QUADRO B.2 COEFICIENTES DE CONTRAÇÃO k_e , RELATIVAMENTE AOS ENCONTROS DE SOLEIRAS DESCARREGADORAS (RETIRADO DE PINHEIRO, A.N. 2006 A).

Tipo de encontro	k_e
Encontro em aresta viva com muro-guia perpendicular à direção do escoamento	0,2
Encontro arredondado com muro-guia perpendicular à direção do escoamento e $0,5H_0 \geq r \geq 0,15H_0$	0,1
Encontro arredondado $r \geq 0,15H_0$ e com um ângulo entre o muro-guia e a direção do escoamento inferior a 45°	0,0

QUADRO B.3 PARÂMETROS DE CÁLCULO DA LARGURA TOTAL DO DESCARREGADOR.

b (m)	222,80	k_e (-)	0
b_{pi} (m)	1,20	H_0 (m)	4,20
n (-)	19,00	b_e (m)	197,61
k_p (-)	0,015		

B2 CÁLCULO DA MÍNIMA SUBMERGÊNCIA

$$\frac{S}{D} \geq C \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (\text{B.3})$$

onde:

S – Submergência mínima acima da crista da tomada de água (m);

D – Diâmetro hidráulico (m);

V – Velocidade média do escoamento (m/s);

g – Aceleração da gravidade (9,8 m/s²);

C – Coeficiente de aproximação do escoamento, C = 1,7 (frontal) ou C = 2,2 (lateral).

De acordo com a Figura 5.3 a tomada de água é lateral. Isto significa que o coeficiente de aproximação do escoamento é C = 2,2. O Quadro B.4 apresenta os valores de submergência mínima e nível mínimo de exploração (NME), verificados para a tomada de água e para o túnel sob pressão.

QUADRO B.4 RESULTADOS DA MÍNIMA SUBMERGÊNCIA S, E NÍVEL MÍNIMO DE EXPLORAÇÃO.

	Entrada	Túnel		Entrada	Túnel
D (m)	6,67	6,00	S (m)	1,72	5,76
V (m/s)	0,95	3,35	Soleira (m)	473,00	469,00
g (m/s²)	9,80	9,80	NME (m)	474,72	474,76
C (-)	2,20	2,20			

B3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO:

$$z^* = U_0 \sqrt{\frac{L A_g}{g A}} \quad (\text{B.4})$$

onde:

Z* – Semiamplitude de oscilação (m).

U₀ – Velocidade no túnel (U₀ = 3,35 m/s).

L – Comprimento do túnel (L_t = 4566 m).

A_g – Área do túnel (A = 28,27m²).

A – Área da chaminé de equilíbrio (m²).

g – Aceleração da gravidade (9,8 m/s²).

QUADRO B.5 CÁLCULO DA ALTURA MÁXIMA DA CHAMINÉ DE EQUILÍBRIO PARA DIFERENTES DIÂMETROS COM BASE NA TEORIA DA OSCILAÇÃO EM MASSA.

Diâmetro (m)	Área (m ²)	Z* (m)	h (m)	Diâmetro (m)	Área (m ²)	Z* (m)	h (m)
10	79	43	61	30	707	14	32
15	177	29	47	35	962	12	30
20	314	22	39	40	1257	11	29
25	491	17	35	45	1590	10	27

B4 PERDAS DE CARGA CONTÍNUAS:

Fórmula de Colebrook-White B.5:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad (\text{B.5})$$

onde:

f – Fator de resistência de Darcy-Weisbach (-);

k – Rugosidade absoluta (m);

D – Diâmetro de uma conduta circular (m);

R_e – N° de Reynolds (-).

A rugosidade absoluta equivalente foi obtida pelo Bureau of Reclamation 1977, (retirado de Quintela, A. 2009) considerando-se “Betão Excepcionalmente Rugoso” para o túnel e aço laminado incrustado na conduta forçada. Assim a perda de carga unitária J é calculada com base no fator de resistência de Darcy-Weisbach pela expressão B.6:

$$f = \frac{J D}{\frac{U^2}{2g}} \quad (\text{B.6})$$

onde:

J – Perda de carga unitária (m);

U – Velocidade média na secção (m/s);

g – Aceleração da gravidade (9,8 m/s²)

O cálculo do fator de resistência f, envolve o desenvolvimento de iterações que neste caso não estão apresentadas. O Quadro B.6 mostra assim os resultados finais do fator de resistência f, e da perda de carga unitária J, respetivamente para o túnel e conduta forçada.

QUADRO B.6 CÁLCULO DA PERDA DE CARGA UNITÁRIA AO LONGO DO TÚNEL E DA CONDUTA FORÇADA.

	Túnel	Conduta forçada		Túnel	Conduta forçada
k (m⁻¹)	0,0018	0,0015	R_e (-)	2,01E+07	1,67E+07
D (m)	6	3,6	f (-)	0,015	0,016
U (m/s)	3,35	4,65	J (m)	0,001	0,005
v (m²/s)	0,000001	0,000001			

A perda de carga, ΔH , provocada pelas perdas de carga contínuas são obtidas pela multiplicação da perda de carga unitária, J, com o comprimento de cada parcela do circuito, L. O Quadro B.7 apresenta os valores obtidos para a perda de carga no túnel e na conduta forçada:

QUADRO B.7 PERDA DE CARGA CONTÍNUA TOTAL NO TÚNEL E NA CONDUTA FORÇADA.

L (m)	4566	437
J (m)	0,001	0,005
ΔH (m)	6,53	2,15

B5 PERDAS DE CARGA SINGULAR:

Perda de carga na entrada.

Na passagem do reservatório para conduta em aresta viva, o coeficiente de perda de carga singular é $K = 0,5$. Para arestas arredondadas o coeficiente K pode tomar valores inferiores (Quintela, A. 2009). O coeficiente de perda de carga usado foi $K = 0,4$. No Quadro B.8 é apresentada a perda de carga ΔH .

QUADRO B.8 PERDA DE CARGA NA ENTRADA DE ÁGUA.

Entrada de água	
A (m²)	100,00
U (m/s)	0,95
K (-)	0,40
ΔH (m)	0,02

Perda de carga na grelha.

Coefficiente de perda de carga K_g pela expressão B.7 (IDEL'CIK 1969, retirado de Pinheiro, A.N. 2005):

$$K_g = K_c K_{g1} K_{g2} \sin \varphi \quad (\text{B.7})$$

onde:

K_c – Colmatação da grelha. $K_c = 1,1$ a $1,2$ para grelha com limpador automático moderno.

K_{g1} – Coeficiente relativo à forma das barras da grelha, e ao ângulo de incidência do escoamento. Segundo Pinheiro, A. N. 2005, para barras retangulares do tipo 1, $K_{g1} = 1$.

K_{g2} – Coeficiente relativo à relação $\frac{a}{a+e}$ e ao ângulo de incidência do escoamento (IDEL'CIK, 1969 retirado de Pinheiro, A.N. 2005).

e – Espessura das barras (m).

θ – Ângulo de incidência do escoamento no plano horizontal.

φ – Ângulo do plano da grelha com a vertical.

As dimensões finais e o coeficiente de perda de carga da grelha estão presentes no Quadro B.9:

QUADRO B.9 DIMENSÕES DA GRELHA E CÁLCULO DO COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA NA GRELHA K_g .

Dimensões da grelha		Cálculo do coeficiente de perda de carga K_g	
a	0,08	θ	60
b	0,20	ϕ	30
c	0,04	K_c	1,2
$\frac{a}{a+e}$	0,67	K_{g1}	1
		K_{g2}	4,25
		K_g	2,55

A perda de carga na grelha está apresentada no Quadro B.10:

QUADRO B.10 PERDA DE CARGA NA GRELHA.

Grelha	
A (m²)	100,00
U (m/s)	0,95
K (-)	2,55
ΔH (m)	0,12

Perda de carga na transição.

O estreitamento da secção transversal do túnel na transição de secção retangular para secção circular provoca uma perda de carga na grelha que segundo Quintela, A. (2009) é dada por B.8:

$$\Delta H = K \frac{U_2^2}{2g} \quad (B.8)$$

Em que U_2 é a velocidade a jusante da transição e o coeficiente K é dado pelo cociente entre a área a jusante, A_2 , com a área a montante da transição, A_1 , de acordo com o Quadro B.11:

QUADRO B.11 COEFICIENTE DE PERDA CARGA K , PARA ESTREITAMENTO BRUSCO (QUINTELA, A. 2009).

A_2/A_1	0,01	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1
K	0,49	0,45	0,42	0,33	0,22	0,13	0

Tendo em conta os dados a perda de carga total ΔH vem no Quadro B.12:

QUADRO B.12 PERDA DE CARGA NA TRANSIÇÃO DE SECÇÃO RETANGULAR PARA SECÇÃO CIRCULAR.

A_1 (m ²)	36	U_2 (m/s)	3,35
A_2 (m ²)	28,27	K (-)	0,13
A_2/A_1 (-)	0,79	ΔH (m)	0,07
U_1 (m/s)	2,63		

Perda de carga na curva em planta.

O Corps of Engineers, WES (retirado de Quintela, A. 2009) fornece um gráfico para o calculo do coeficiente de perda de carga em curvas circulares o qual depende do ângulo da curva e da relação entre o raio da curva e o diâmetro da conduta segundo a Figura B.2:

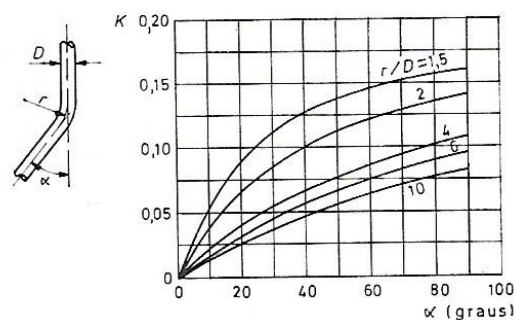


FIGURA B.2 COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA PROVOCADAS POR CURVAS CIRCULARES (WES, CORPS OF ENGINEERS RETIRADO DE QUINTELA, A. 2009).

O cálculo da perda de carga provocada pela curva existente no Desenho 1 é dado no Quadro B.13 onde são apresentados os dados geométricos da curva desenhada em planta.

QUADRO B.13 PERDA DE CARGA NAS CURVAS EM PLANTA.

Curva do túnel em planta	
α (°)	68,00
r (m)	400,00
r/D	66,67
k	0,09
ΔH (m)	0,05

Singularidades não contabilizadas.

Para algumas singularidades presentes tais como válvulas, curvas em perfil longitudinal, comportas ou ranhuras de comportas, com pequena expressão em termos de perda de carga, estimaram-se estas perdas em 5% das perdas de carga contínuas ao longo do túnel e da conduta estando apresentadas no Quadro B.14:

QUADRO B.14 ESTIMATIVA DAS PERDAS DE CARGA DE SINGULARES NÃO CONTABILIZADAS.

Outras singularidades	ΔH (m)	5% ΔH (m)
Túnel	6,53	0,33
Conduta	2,15	0,11

B6 DIMENSÕES DA CENTRAL E TURBINA:

De acordo com Ramos, H. (2000), as dimensões da turbina estão de acordo com a Figura B.3 e Figura B.4:

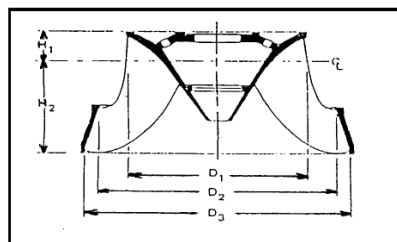


FIGURA B.3 ESQUEMA DE ROTOR DE TURBINA FRANCIS E DIMENSÕES (SIEVRO E LUGARES, 1976 RETIRADO DE RAMOS, H. 2000).

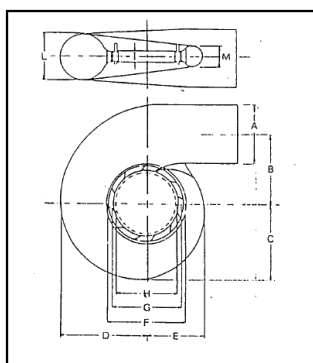


FIGURA B.4 ESQUEMA DE ESPIRAL FRANCIS E DIMENSÕES (SIEVO E LUGARES, 1976 RETIRADO DE RAMOS, H 2000).

Apenas algumas das dimensões representadas na Figura B.3 e Figura B.4 foram usadas. Essas dimensões foram retiradas de Ramos, H. (2000) e são apresentadas desde as expressões B.9 a B.19:

$$K_u = 0,31 + 2,5 \times 10^{-3} N_s \quad (\text{B.9})$$

$$D_3 = 84,5 K_u \frac{\sqrt{H_0}}{n} \quad (\text{B.10})$$

$$H_1 = D_3 (0,094 + 0,00025 N_s) \quad (\text{B.11})$$

$$H_2 = D_3 \left(-0,05 + \frac{42}{N_s} \right) \quad (\text{B.12})$$

$$A = D_3 \left(1,2 - \frac{19,56}{N_s} \right) \quad (\text{B.13})$$

$$B = D_3 \left(1,1 + \frac{54,8}{N_s} \right) \quad (\text{B.14})$$

$$C = D_3 \left(1,32 + \frac{49,25}{N_s} \right) \quad (\text{B.15})$$

$$D = D_3 \left(1,5 + \frac{48,8}{N_s} \right) \quad (\text{B.16})$$

$$E = D_3 \left(0,98 + \frac{63,6}{N_s} \right) \quad (\text{B.17})$$

$$L = D_3 (0,88 + 4,9 \times 10^{-4} N_s) \quad (\text{B.18})$$

$$M = D_3 (0,60 + 1,5 \times 10^{-5} N_s) \quad (\text{B.19})$$

As dimensões da espiral e do rotor da turbina são apresentadas no Quadro B.15.

**QUADRO B.15 DIMENSÕES DE UMA TURBINA FRANCIS
PARA UM VALOR DE $N_s = 163$.**

K_u	0,75	C (m)	3,43
D_3 (m)	2,14	D (m)	3,81
H_1 (m)	0,29	E (m)	2,88
H_2 (m)	0,41	L (m)	2,07
A (m)	2,33	M (m)	1,29
B (m)	3,03		

B7 CUSTO DA TURBINA FRANCIS

A equação B.20 retirada de Aggidins, G. (2008) é admissível para turbinas Francis com caudais superiores a $10 \text{ m}^3/\text{s}$

$$C_k = 50\,000 (Q_{dim} H_u^{0,5})^{0,52} \quad (\text{B.20})$$

onde:

C_k – Custo de uma turbina (£);

Q_{dim} – Caudal de dimensionamento da turbina (m^3/s);

H_u – Queda útil (m).

Como o custo é fornecido em libras fez-se a conversão para euro cuja taxa de conversão a 15-jun-2016 era de $1 \text{ €} = 0,79158 \text{ £}$. O Quadro B.16 indica o cálculo realizado para a estimativa do custo das duas turbinas:

QUADRO B.16 CUSTO TOTAL DE DUAS TURBINAS FRANCIS SEGUNDO AGGIDINS, G. (2008).

Q (m^3/s)	43,00
H (m)	113
C_k (£)	£1 208 298
C_t (£)	£2 416 596
C_t (€)	3 052 876 €

B8 CARACTERÍSTICAS GERAIS DO APROVEITAMENTO HIDROELÉTRICO

Apresentam-se de seguida, em resumo, as características principais do aproveitamento:

LOCALIZAÇÃO: Distrito de Moatize, Província de Tete, Moçambique.

- Bacia hidrográfica Rio Zambeze
- Curso de água Rio Revuboé, afluente do rio Zambeze

CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS E ENERGÉTICAS:

- Área da bacia hidrográfica 8932 km²
- Precipitação anual média 978 mm
- Escoamento anual médio 191 mm
- Afluência anual média 1 705,58 hm³
- Caudal ecológico a reservar a jusante 2800 l/s
- Volume anual médio turbinado 1 099,2 hm³
- Queda bruta 114,00 m
- Queda útil de dimensionamento 104,60 m
- Produção anual média 263,57 GWh
- Exploração sem regularização do caudal

ALBUFEIRA:

- Nível de pleno armazenamento (NPA) 484,00
- Nível de máxima cheia (NMC)
 - T = 100 anos 487,00
 - T = 1000 anos 488,20
- Nível mínimo de exploração (NmE) 475,00

AÇUDE:

- Tipo de açude Gravidade de betão
- Caudal de dimensionamento do descarregador de cheias
 - T = 100 anos 2220 m³/s
 - T = 1000 anos 3720 m³/s
- Cotas da crista do descarregador 484,00
- Cota mínima da fundação do açude 455,00
- Altura máxima 35,00 m
- Desenvolvimento da soleira descarregadora 222,80 m

- Dimensões do orifício da tomada de água 6,00 × 6,00 m²
- Dimensões do orifício da tomada de água a montante das elipses de transição 5,00 × 10,00 m²
- Cota da soleira do orifício da tomada de água 463,00
- Orifício da tomada de água protegido por grelha
- Caudal de dimensionamento da tomada de água 86,00 m³/s
- Dimensões do orifício da descarga de fundo (diâmetro) 0,75 m
- Cota da soleira do orifício da descarga de fundo 458,00
- Descarga de fundo controlada por válvula de jato oco a jusante comporta plana a montante.

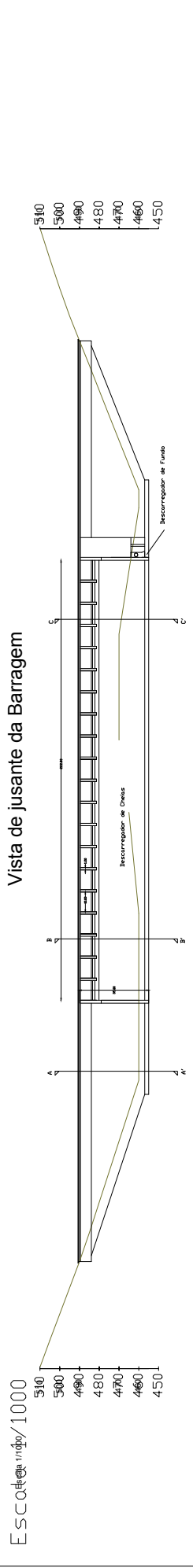
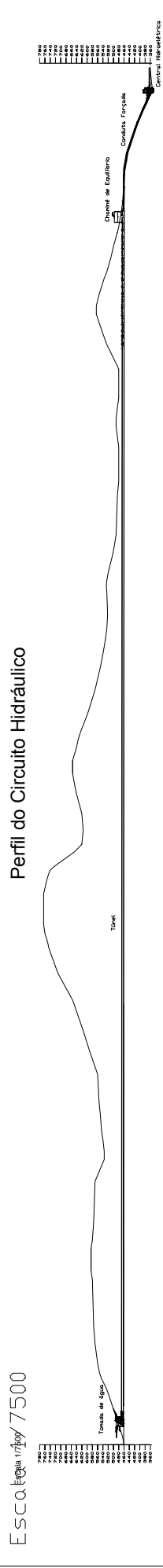
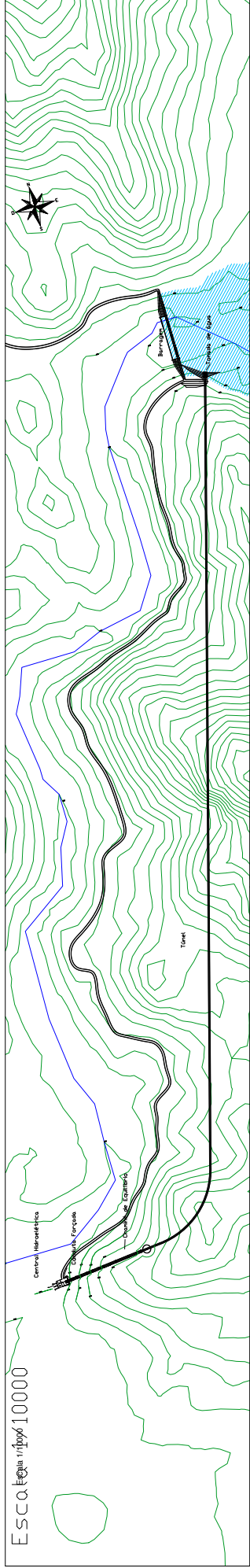
CIRCUITO HIDRÁULICO:

- Desenvolvimento total..... 5 003 m
- Túnel circular em betão armado.
- Diâmetro 6,00 m
- Comprimento do túnel..... 4566 m
- Perda de carga total para o caudal máximo 6,53 m
- Conduta forçada em aço
- Diâmetro 3600 mm
- Comprimento da conduta forçada..... 437 m
- Perda de carga total para o caudal de dimensionamento 2,15 m

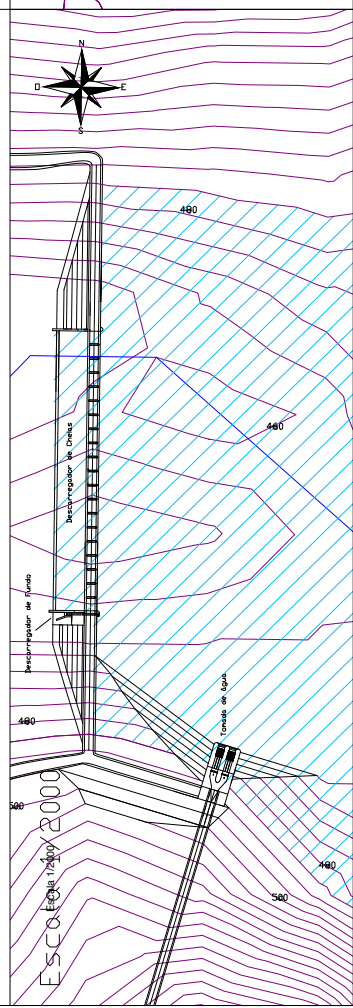
CENTRAL HIDROELÉTRICA:

- Central hidroelétrica exterior, localizada na margem esquerda do Rio Revuboé, equipada com dois grupos turbina-gerador
- Potência a instalar 74 235 kW
- Tipo de turbina Francis de eixo vertical
- Cota do eixo da roda..... 361,10
- Nível na restituição 361,00

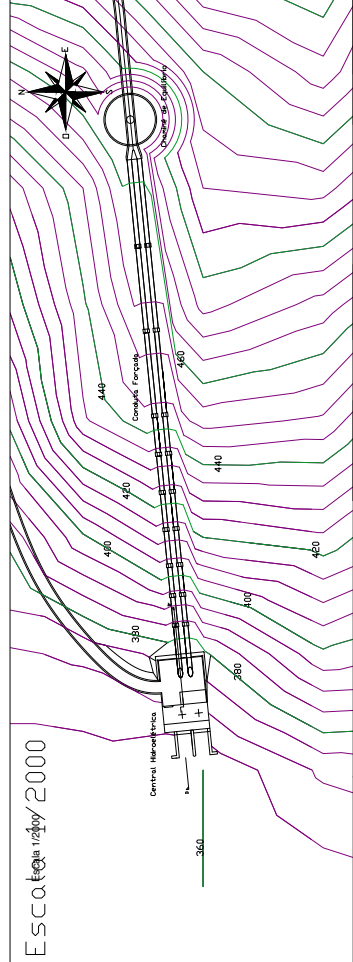
Planta Geral do Aproveitamento hidroelétrico



Planta da Barragem e Tomada de água



Planta da Central Hidroelétrica, Conduto forçada e Chaminé de equilíbrio

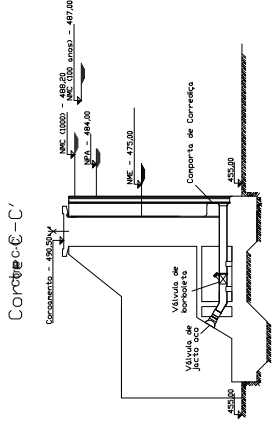
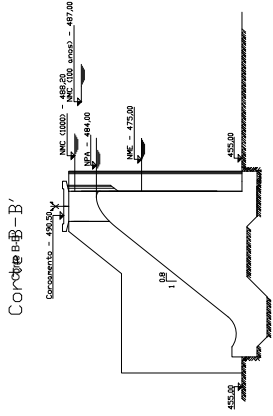
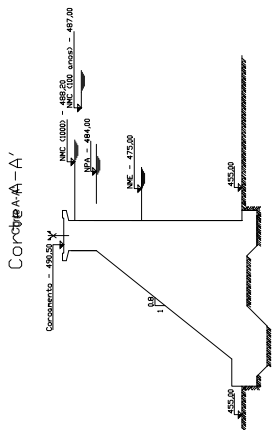


TESE DE MESTRADO		
NOME: Tiago Seratim	Nº 62876	
ANO: 2016		ANEXO C - Desenho 1

Avaliação de potenciais locais para construção de Aproveitamentos Hidroelétricos no rio Revubó

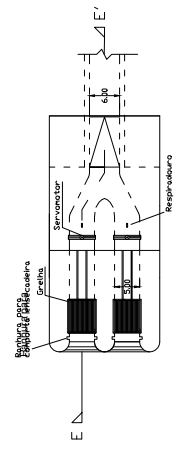
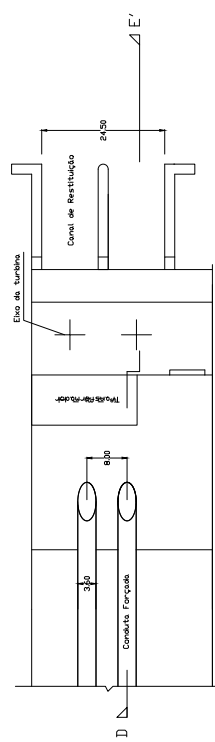
Corte da Barragem

Escala 1/500

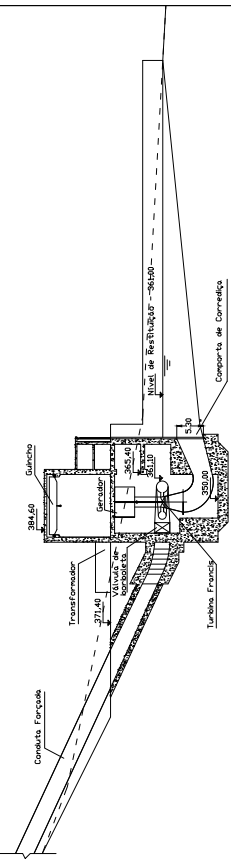


Planta e Corte da Central Hidroelétrica

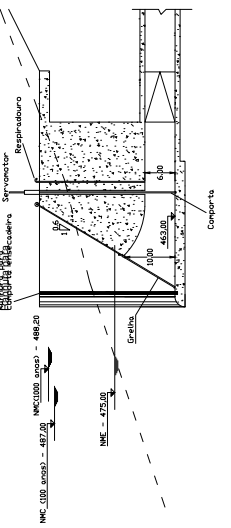
Escala 1/500



Corte D-D'



Corte D-D'



<p>TESE DE MESTRADO</p> <p>Avaliação de potenciais locais para construção de Aproveitamentos Hidroelétricos no rio Revuboe</p>		
<p>NOME:</p> <p>Tiago Serafim</p>	<p>Nº</p> <p>62876</p>	<p>ANO: 2016</p>
<p>ANEXO C - Desenho 1</p>		