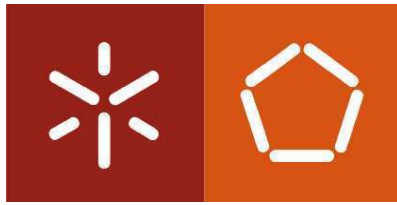


Universidade do Minho
Escola de Engenharia

João Pedro Carvalho Soares

**Modelação do circuito hidráulico de uma
unidade aquícola**

Outubro de 2012



Universidade do Minho
Escola de Engenharia

João Pedro Carvalho Soares

**Modelação do circuito hidráulico de
uma unidade aquícola**

Dissertação de Mestrado
Mestrado Integrado em Engenharia Civil

Trabalho efectuado sob a orientação do Professor
Doutor José Luís da Silva Pinho

Outubro de 2012

*Aos meus pais, amigos e família
Pelo amor, amizade e apoio incondicional*

Agradecimentos

Para a realização desta dissertação, resultado de meses de trabalho, foram importantes diversas pessoas que, de alguma forma, me motivaram e aconselharam durante a sua elaboração. Para todos um agradecimento especial.

Os primeiros agradecimentos, e os mais importantes, vão para o Prof. Doutor José Luís Pinho, pela sua orientação, disponibilidade, apoio, bem como a paciência demonstrada ao longo destes meses de orientação, pelos conhecimentos partilhados e pelas sugestões que fez o favor de me dar.

Um agradecimento ao Grupo de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, pela forma como cativa os alunos, bem como pela maneira de lecionar e pela forma como partilham os conhecimentos.

Agradeço também a todos os meus colegas do perfil de hidráulica e ambiente por toda a ajuda, partilha de sabedoria e amizade.

O meu agradecimento à Acuinova SA pela informação de base utilizada no caso de estudo.

Aos meus Pais, que sempre se esforçaram para me dar tudo o que eu careci em todo o meu percurso estudantil, bem como pelo amor, carinho e ensinamentos ao longo de toda a minha vida, o meu muito obrigado.

Aos meus amigos, o meu muito obrigado, por toda a amizade, motivação, e acima de tudo pelos conselhos ao longo destes anos.

Um agradecimento especial à Camila Vieira que me ensinou a ter métodos de estudo, motivação para estudar, e ainda pela amizade e carinho com que sempre me ajudou a ultrapassar todas etapas académicas.

Por fim ao Professor Fernando Duarte do departamento de Engenharia de Polímeros pelos seus ensinamentos e por me despertar o interesse pela hidráulica.

Resumo

A modelação matemática constitui uma metodologia eficiente para a análise e estudo de uma enorme diversidade de problemas de engenharia. No caso específico de problemas hidráulicos, envolvendo escoamentos com superfície livre e estruturas hidráulicas, é sem dúvida uma metodologia de enorme potencial quer para a simulação de escoamentos em fase de projeto, quer para a análise de técnicas de gestão e controlo daquelas estruturas.

A atividade de aquicultura surgiu com o progressivo esgotamento de muitas espécies piscícolas, associado ao aumento da população mundial e ao alto valor nutritivo do pescado, bem como forma de reduzir a pressão sobre os *stocks* de pescado. Nestas circunstâncias esta atividade, tem cada vez mais importância a nível mundial, bem como o seu estudo é cada vez mais valorizado.

A presente dissertação centrou-se na modelação integrada de canais e estruturas hidráulicas, tendo sido estudadas as aplicações informáticas com maior relevância e fiabilidade para modelação de sistemas passíveis de abordagens unidimensionais. O programa SOBEK foi selecionado para a construção de um modelo desenvolvido para estudo do circuito hidráulico principal de uma unidade aquícola.

O trabalho foi desenvolvido considerando duas componentes principais: a primeira parte consistiu numa análise dos níveis da maré na unidade aquícola, e com base nestes valores obtiveram-se os rendimentos efetivos do sistema de bombagem da unidade aquícola relacionando-os com aqueles níveis; na segunda parte do trabalho, procedeu-se à implementação do modelo hidráulico construído com o *software* SOBEK e à simulação de diferentes cenários envolvendo distintas técnicas de controlo dos grupos de bombagem. Este modelo foi utilizado para análise do efeito das incrustações nas condutas de captação, bem como estudo do funcionamento das bombas considerando uma eventual alteração futura, de tarifas energéticas e da demanda de água nos tanques da unidade aquícola.

Da aplicação do modelo concluiu-se que as rugosidades em obras hidráulicas, sujeitas a incrustações nas paredes das condutas ou canais, tendem a aumentar ao longo do tempo, obtendo na primeira simulação uma rugosidade 150% superior ao valor teórico associado ao material da conduta passando para 200% do valor teórico em 5 meses. Apresentam-se ainda conclusões sobre regimes mais económicos de exploração do sistema de bombagem e sobre as técnicas de controlo mais adequadas.

Palavras-chave: modelação hidráulica, controlo de estruturas hidráulicas, *macrofouling*, maré, aquicultura

Abstract

Mathematical modelling is an efficient methodology for the analysis and study of a wide variety of engineering problems. In the specific case of hydraulic problems involving free surface flows and hydraulic structures, is undoubtedly a huge potential both methodology for simulation of flow in the pipeline for the analysis of both technical management and control of these infrastructures.

The aquaculture activity came with the progressive depletion of many fish species, associated with the increase in world population and the high nutritional value of fish, as well as a way of reducing pressure on fish stocks. In these conditions this activity, has become increasingly important worldwide, and its study is increasingly valued.

This work focused on modelling integrated canals and hydraulic structures, having been studied software applications with greater relevance and reliability for system modelling approaches that may dimensional. The program SOBEK was selected for construction of a model for the study of a hydraulic circuit of a main unit aquaculture.

The work was developed considering two main components: the first part consisted of an analysis of tide levels in aquaculture unit, and based on these values we obtained the effective income system pumping unit aquaculture relating them to the tide level; in the second part of the work, proceeded to the implementation of the hydraulic model built with the SOBEK software and simulation of different scenarios involving different techniques of control groups pumping. This model was used to analyse the effect of scale in conduits of funding, as well as study the functioning of the pumps considering a possible future changes in energy prices and demand for water in the tanks aquaculture unit.

Applying the model it is concluded that the roughness in hydraulic structures, subject to the phenomena of fouling on the walls of the conduits or channels, tend to increase over time, resulting in a roughness first simulation 150% higher than the theoretical value associated with the material conduct rising to 200% of the theoretical value in 5 months. Presents findings, on regimes still more economic operation of the pumping system and techniques more suitable control.

Keywords: hydraulic modeling, control of hydraulic structures, *macrofouling*, tide, aquaculture

Índice

Agradecimentos	i
Resumo	iii
Abstract	v
Índice de figuras	ix
Índice de tabelas	xv
Simbologia	xvii
Acrónimos	xviii
1. Introdução.....	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos do trabalho.....	2
1.3 Estrutura da dissertação	2
2. Modelação hidráulica de canais e estruturas hidráulicas	5
2.1 Formulação matemática dos escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais	5
2.2 Controlo de estruturas hidráulicas	13
2.2.1 Tipos de controlo dos sistemas hidráulicos	16
2.3 <i>Software</i> de resolução das equações dos escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais.....	19
2.3.1 Principais características dos programas	20
2.3.2 Análise comparativa das diferentes soluções de <i>software</i>	23
3. Controlo de estruturas hidráulicas com o programa SOBEK.....	27
3.1 Controlo de estruturas hidráulicas	27
3.1.1 Controlo de comportas utilizando as técnicas de controlo consideradas no programa SOBEK	27
3.1.2 Controlo de bombas utilizando a técnica de controlo PID disponível no programa SOBEK... ..	38
4. Caso de estudo - Modelo hidráulico de unidade aquícola	43
4.1 Características gerais da unidade aquícola em estudo	43
4.2 Construção do modelo hidráulico da unidade aquícola	45
4.2.1 Circuito de captação	51
4.2.2 Circuito de Distribuição	53
4.2.3 Circuito de Rejeição	55

5. Análise e discussão dos resultados	57
5.1 Aspetos gerais	57
5.2 Previsão do nível de maré para a praia de Mira.....	57
5.3 Estudo do rendimento das bombas	62
5.3.1 Estudo da variação do rendimento em função do nível de maré.....	64
5.4 Análise da influência das incrustações nas condutas de captação da unidade aquícola.....	68
5.5 Análise do funcionamento das bombas para alterações no tarifário energético e no caudal.....	77
5.5.1 Análise do funcionamento das bombas para uma alteração futura das tarifas energéticas.....	78
5.5.2 Análise do funcionamento das bombas para uma alteração na demanda de água nos tanques	90
6. Conclusões.....	101
6.1 Conclusões	101
6.2 Sugestões para trabalhos futuros.....	107
Bibliografia.....	109
Anexo A	113
Anexo B.....	119
Anexo C	125

Índice de figuras

Figura 1 - Definição das variáveis intervenientes na Equação da Energia (Cardoso, 1998).....	5
Figura 2 - Volume de controlo para a derivação da Equação da Continuidade (Cardoso, 1998).....	8
Figura 3 - Escoamentos com adição/subtração lateral de caudal (Overloop, 2006).....	9
Figura 4 - Volume de controlo para a derivação da Equação da Quantidade de Movimento (Cardoso, 1998)	10
Figura 5 - Diagrama de Controlo de sistemas hidráulicos, adaptado de (Overloop, 2006)	15
Figura 6 - Traçado em planta do exemplo de controlo de comportas	30
Figura 7 - Traçado em perfil do exemplo de controlo de comportas	30
Figura 8 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores.....	32
Figura 9 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores.....	32
Figura 10 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado	34
Figura 11 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado	34
Figura 12 - Variação do caudal imposto na fronteira a montante	35
Figura 13 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores.....	35
Figura 14 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores.....	36
Figura 15 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado	37
Figura 16 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado	38
Figura 17 - Traçado em planta do exemplo de controlo de bombas.....	39
Figura 18 - Traçado em perfil do exemplo de controlo de bombas.....	39
Figura 19 - Gráfico representativo do controlo PID realizado na bomba tendo em conta as variações na abertura da comporta.....	41
Figura 20 - Engorda de pregado, adaptado de (Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2011)	43
Figura 21 - Localização da unidade aquícola (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)	44
Figura 22 - Instalação aquícola (Unibetão, 2011)	44
Figura 23 - Esquema de produção aquícola de pregado (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007) (Vieira, et al., 2008).....	44
Figura 24 - Imagem Google Earth dos diversos circuitos hidráulicos da unidade aquícola.....	47

Figura 25 - Ferramenta de transformação kml2shp online.....	48
Figura 26 - Modelo da unidade aquícola, em planta, criado com base no software SOBEK.....	49
Figura 27 - Unidade aquícola, em corte, recriada com base no software hidráulico SOBEK.....	49
Figura 28 - Circuito de captação, desde o mar até à obra de ligação das 2 condutas de PEAD com a conduta de betão.....	50
Figura 29 - Circuito de captação, desde a obra de ligação das 2 condutas de PEAD com a conduta de betão até ao poço de captação.....	50
Figura 30 - Circuito de distribuição da unidade aquícola.....	50
Figura 31 - Circuito de rejeição da unidade aquícola, desde o poço de rejeição até ao mar.....	51
Figura 32 - Modelo de previsão da agitação marítima com melhor aproximação aos valores de preia-mar e baixa-mar.....	58
Figura 33 - Variação do nível de água no poço de captação quando as bombas não estão a funcionar.....	59
Figura 34 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 1.....	59
Figura 35 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 2.....	60
Figura 36 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno, série 3.....	60
Figura 37 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 4.....	61
Figura 38 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 5.....	61
Figura 39 - Comparação da potência instalada com a potência bombada, por bomba, para o período em estudo.....	63
Figura 40 - Rendimento por bomba ao longo da amostragem em estudo.....	64
Figura 41 - Análise estatística realizada ao rendimento e ao nível de água no poço de captação.....	65
Figura 42 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba ao longo do período de abril de 2010 até junho de 2011.....	66
Figura 43 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Abril de 2010.....	66
Figura 44 - Variação do nível da água no poço de captação em função do rendimento.....	67
Figura 45 - Obstrução provocada pelos moluscos nas tubagens.....	69
Figura 46 - Obstrução provocada pelos moluscos nas grades de proteção.....	69
Figura 47 - Colonia de mexilhões em progressão numa tubagem.....	70
Figura 48 - Tipo de crescimento que o mexilhão apresenta.....	71
Figura 49 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 1.....	73

Figura 50 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados obtidos utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 1	73
Figura 51 – Comparação dos níveis de água no poço de captação para a rugosidade teórica com os níveis de água no poço de captação uma rugosidade 150% maior	76
Figura 52 - Análise da variação ao longo do tempo do custo horário do kW no inverno, para os cenários em estudo	80
Figura 53 - Análise da variação ao longo do tempo do custo horário do kW no verão, para os cenários em estudo	80
Figura 54 - Potência do sistema de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no inverno	81
Figura 55 - Potência das bombas ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no verão.....	81
Figura 56 - Custo de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no inverno	82
Figura 57 - Custo de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no verão.....	82
Figura 58 - Análise estatística do custo de bombagem para os diferentes cenários em estudo, no inverno	83
Figura 59 - Análise estatística do custo de bombagem para os diferentes cenários em estudo, no verão.....	83
Figura 60 - Análise estatística do caudal bombado para os diferentes cenários em estudo, no inverno	85
Figura 61 - Análise estatística do caudal bombado para os diferentes cenários em estudo, no verão.....	85
Figura 62 – Variação de caudais bombados ao longo das simulações na situação de inverno.....	88
Figura 63 - Variação de caudais bombados ao longo das simulações na situação de verão	88
Figura 64 - Variação do nível de água no poço ao longo das simulações na situação de inverno.....	89
Figura 65 - Variação do nível de água no poço ao longo das simulações na situação de verão	89
Figura 66 – Comparação das diversas calibrações de k_p , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	93
Figura 67 – Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_p , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	93
Figura 68 – Comparação das diversas calibrações de k_i , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação.....	94
Figura 69 - Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_i , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação.....	95
Figura 70 - Comparação das diversas calibrações de k_d , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação.....	95

Figura 71 - Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_d , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	96
Figura 72 - Comparação das diversas técnicas de controlo, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação	97
Figura 73 - Variação do nível da água no poço de captação para as diferentes técnicas de controlo, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	98
Figura 74 - Planta da unidade aquícola	114
Figura 75 - Circuito de captação, perfil topográfico em corte, do terreno bem como das condutas de PEAD.....	115
Figura 76 - Circuito de captação, perfil topográfico em corte, do terreno bem como da conduta de betão	116
Figura 77 - Circuito de distribuição, em planta, da unidade aquícola.....	117
Figura 78 - Circuito de rejeição, perfil topográfico em corte, do terreno bem como da conduta de betão	118
Figura 79 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Maio de 2010.....	120
Figura 80 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Junho de 2010.....	120
Figura 81 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Julho de 2010	120
Figura 82 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Agosto de 2010.....	121
Figura 83 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Setembro de 2010.....	121
Figura 84 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Outubro de 2010.....	121
Figura 85 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Novembro de 2010	122
Figura 86 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Dezembro de 2010	122
Figura 87 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Janeiro de 2011.....	122
Figura 88 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Fevereiro de 2011	123
Figura 89 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Março de 2011.....	123
Figura 90 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Abril de 2011.....	123
Figura 91 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Maio de 2011.....	124
Figura 92 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Junho de 2011.....	124

Figura 93 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 2	126
Figura 94 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 2	126
Figura 95 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 3	127
Figura 96 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 3	127
Figura 97 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 4	128
Figura 98 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 4	128
Figura 99 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 5	129
Figura 100 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 5	129
Figura 101 - Comparação da calibração de $k_p=1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	130
Figura 102 - Comparação da calibração de $k_p=1,5$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	130
Figura 103 - Comparação da calibração de $k_p=2$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	130
Figura 104 - Comparação da calibração de $k_p=2,5$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	131
Figura 105 - Comparação da calibração de $k_p=3$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	131
Figura 106 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	131
Figura 107 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=1,5$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	132
Figura 108 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=2$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	132
Figura 109 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=2,5$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	132
Figura 110 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=3$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	133
Figura 111 - Comparação da calibração de $k_i=2$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	133
Figura 112 - Comparação da calibração de $k_i=3$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	133
Figura 113 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_i=2$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	134

Figura 114 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_i=3$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	134
Figura 115 - Comparação da calibração de $k_d=0$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	134
Figura 116 - Comparação da calibração de $k_d= -0,1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	135
Figura 117 - Comparação da calibração de $k_d= 0,1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação.....	135
Figura 118 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d= 0$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	135
Figura 119 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d= -0,1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	136
Figura 120 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d= 0,1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	136
Figura 121 - Comparação da técnica de controlo PID calibrada, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação	136
Figura 122 - Comparação da técnica de controlo interval controller DB0, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação	137
Figura 123 - Comparação da técnica de controlo interval controller DB1, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação	137
Figura 124 - Variação do nível da água no poço de captação para PID calibrado, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação	137
Figura 125 - Variação do nível da água no poço de captação para interval controller DB0, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação.....	138
Figura 126 - Variação do nível da água no poço de captação para interval controller DB1, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação.....	138

Índice de tabelas

Tabela 1 - Resumo das capacidades de cada modelo, adaptado de (Office of Hydrologic Development, 2007)	24
Tabela 2 - Valores utilizados nas condições de fronteira para um controlo com caudal constante	31
Tabela 3 - Secções utilizadas para simular o traçado do exemplo prático	31
Tabela 4 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores	31
Tabela 5 - Propriedades das comportas	32
Tabela 6 - Propriedades do controlador PID calibrado para caudal constante	33
Tabela 7 - Propriedades do controlador PID calibrado para caudal variado	37
Tabela 8 - Valores utilizados para os diversos reservatórios do exemplo prático.....	40
Tabela 9 - Secções utilizadas para simular o traçado do exemplo prático	40
Tabela 10 - Propriedades da comporta	40
Tabela 11 - Propriedades da Bomba.....	40
Tabela 12 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores	41
Tabela 13 - Descrição sumaria das componentes da unidade aquícola, adaptado de (Vieira, et al., 2008) (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)	45
Tabela 14 - Características das condições de fronteira do circuito de captação.....	51
Tabela 15 - Valores utilizados para o poço do circuito de captação	52
Tabela 16 - Valores utilizados para as secções transversais do circuito de captação.....	52
Tabela 17 - Características das bombas do circuito de distribuição.....	53
Tabela 18 - Características dos tanques de engorda do circuito de distribuição	53
Tabela 19 - Valores utilizados para as secções transversais do circuito de distribuição	54
Tabela 20 - Características da comporta do circuito de distribuição.....	54
Tabela 21 - Características das secções transversais do circuito de rejeição	55
Tabela 22 - Condição de fronteira do circuito de rejeição	55
Tabela 23 - Reservatório do circuito de rejeição	55
Tabela 24 - Coeficiente de Manning, segundo (Martins, 2004).....	72
Tabela 25 - Valores das rugosidades utilizados nas simulações	72
Tabela 26 - Determinação do erro na série 1, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado	74
Tabela 27 - Determinação do erro na série 2, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado	74
Tabela 28 - Determinação do erro na série 3, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado	74
Tabela 29 - Determinação do erro na série 4, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado	75
Tabela 30 - Determinação do erro na série 5, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado	75

Tabela 31 - Tabela de preços energéticos de 2012 segundo (EDP Serviço Universal, 2012).....	78
Tabela 32 - Tabela de preços energéticos horários para inverno e verão.....	79
Tabela 33 - Tabela caudais bombados pelas bombas nos respetivos cenários.....	86
Tabela 34 - Propriedades do controlador utilizado no controlo da comporta da unidade aquícola.....	91
Tabela 35 - Propriedades das Bombas existentes na unidade aquícola.....	91
Tabela 36 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores utilizados no controlo das bombas da unidade aquícola	92

Simbologia

- h_g - Distância do centro de gravidade da secção à superfície livre
- U_x - Componente da velocidade segundo x
- \vec{n} - Versor normal à superfície
- q_x - Caudal lateral
- \vec{u} - Vetor velocidade
- y_f - Cota do fundo
- \forall - Volume de controlo
- Δv_s - Variação do valor do parâmetro controlado
- Δt - Intervalo de tempo
- Δx - Comprimento do trecho
- \propto - Coeficientes de Coriolis
- D - *Dead band*
- E - Desvio na variável controlada
- F_x - Somatório das forças de contacto segundo a direção x
- G - Aceleração da gravidade
- g_x - Aceleração da gravidade projetada segundo a direção do escoamento x
- J - Perda de carga unitária
- K - Coeficiente de perda de carga localizada
- k_d - Fator de ganho diferencial
- k_i - Fator de ganho integral
- k_p - Fator de ganho proporcional
- Ks - Coeficiente de Manning-Strickler
- n - Coeficiente de Manning
- P - Perímetro molhado
- Q - Caudal
- S - Área da secção molhada
- s,old - Idade do parâmetro estrutura de controlo no passo de tempo anterior

- U - Velocidade média na seção transversal do escoamento
- Us - Variação máxima do parâmetro de controlo
- V - Velocidade média pontual
- Z - Coordenada vertical
- d* - Direção de controlo
- p* - Pressão em qualquer ponto
- v* - Velocidade da água
- γ - Peso volúmico da água

Acrónimos

- 1DH - Unidimensional no plano horizontal
- 2DH - Bidimensional no plano horizontal
- Delft-
FEWS - *WL | Delft Hydraulics' Flood Early Warning System*
- DHI - *Danish Hydraulic Institute*
- DSS - Sistema de Apoio à Decisão
- GMT - *Greenwich Mean Time*
- HEC - *Hydrologic Engineering Center*
- LQR - Regulador Linear Quadrático
- NMM - Nível médio do mar
- NWS - *National Weather Service*
- PEAD - Polietileno de Alta Densidade
- PID - *Proportional Integrating Difference*
- PRFV - Polímero Reforçado com Fibra de Vidro
- RAS - *River Analysis System*
- RIZA - *Inland Water Management e Waste Water Treatment*
- SSD - Sistema de suporte à decisão
- USACE - *U.S. Army Corps of Engineers*

Introdução

1.1 Enquadramento

A modelação matemática constitui uma metodologia eficiente para a análise e estudo de uma enorme diversidade de problemas de engenharia. No caso específico de problemas hidráulicos, envolvendo escoamentos com superfície livre e estruturas hidráulicas, é sem dúvida uma metodologia de enorme potencial quer para a simulação de escoamentos em fase de projeto quer para a análise de técnicas de gestão e controlo daquelas estruturas.

Tanto na Europa como no Mundo, a pesca e os produtos de aquicultura desempenham um papel importante na dieta humana, nomeadamente, como fonte valiosa de alimentos saudáveis, ricos em proteínas. Mundialmente, o consumo médio desses produtos chega a 16,1 kg/pessoa/ano, na União Europeia é de 21,4 kg/pessoa /ano e em Portugal é de 56,9 kg/pessoa /ano. (European Commission, 2008)

A aquicultura consiste na cultura ou criação de peixes, algas, crustáceos e moluscos, entre outros organismos aquáticos. (DGPA- Direcção Geral das Pescas e Aquicultura, 2011)

Estes organismos aquáticos são cultivados em diversos tipos de sistemas, fechados ou abertos, extensivos ou intensivos, em terra, em lagos ou em tanques. Os diversos sistemas podem ser alimentados tanto por águas superficiais como por águas subterrâneas, de origem salobra, marítima ou doce. (Comissão das Comunidades Europeias, 2009)

O desenvolvimento da atividade de aquicultura surgiu com o progressivo esgotamento de muitas espécies piscícolas, associado ao aumento da população mundial e ao alto valor nutritivo do pescado, bem como forma de reduzir a pressão sobre os *stocks* de pescado. (Vieira, et al., 2008)

O tema proposto para a presente dissertação é a modelação integrada da hidrodinâmica e de estruturas hidráulicas tendo sido adotado o circuito hidráulico de uma unidade aquícola, dado que esta obra apresenta uma grande diversidade de variáveis, incluindo o efeito de marés, um sistema elevatório composto por oito bombas e um circuito de distribuição de água pelos tanques de engorda. Com a modelação do circuito, poder-se-á estudar em pormenor as variáveis de controlo de marés e o sistema de elevação.

1.2 Objetivos do trabalho

A construção do modelo hidráulico de uma unidade aquícola (circuitos de captação, distribuição e rejeição) teve os seguintes objetivos: determinar a influência das incrustações nas condutas de captação, auxiliar na previsão das melhores práticas de gestão do circuito hidráulico da unidade aquícola face a alterações futuras, tanto a nível de tarifas energéticas como a nível da variação da demanda de água nos tanques piscícolas. Para além disto, pretende-se que, futuramente, este modelo possa ser integrado num sistema de apoio à decisão.

Procedeu-se ainda a uma análise das várias soluções de *software* disponíveis para a modelação hidráulica unidimensional no plano horizontal (1DH). A construção do modelo hidráulico em 1DH justifica-se pelo facto dos modelos unidimensionais serem indicados para a resolução de problemas associados ao controlo de estruturas hidráulicas, objeto de estudo nesta dissertação. Para a seleção do *software* utilizado, que incidiu sobre o programa SOBEK (SOBEK, 2002), foram levados em conta as seguintes apreciações: a disponibilidade do *software* na Universidade do Minho, e o facto de ser o único, dos programas analisados, que permite a simulação integrada de circuitos hidráulicos, estruturas hidráulicas e técnicas de controlo das estruturas de forma simples e direta, utilizando controladores que não têm apenas por base o tempo.

1.3 Estrutura da dissertação

A presente dissertação está organizado em cinco capítulos.

No **primeiro capítulo** é feita uma breve introdução ao tema a tratar nesta dissertação, são apresentadas as motivações e objetivos deste trabalho e, ainda, a estrutura do documento escrito.

No **segundo capítulo** apresenta-se a formulação matemática utilizada para escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais. Tal formulação é utilizada no programa SOBEK. Procede-se, ainda, à apresentação de técnicas de “controlo de estruturas hidráulicas”, bem como à apresentação de soluções de *software* de resolução das equações dos escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais mais utilizados a nível mundial. Segue-se, uma breve análise comparativa destas soluções.

No **capítulo três**, expõe-se a metodologia utilizada para a construção do circuito hidráulico da unidade aquícola utilizando o programa SOBEK e as principais características do modelo criado. É ainda apresentado um exemplo teórico de controlo de comportas, recorrendo ao programa de modelação anteriormente citado.

No **quarto capítulo** apresenta-se os resultados obtidos neste trabalho, designadamente a caracterização dos níveis da maré na unidade aquícola, a variação do nível de água em função do rendimento das bombas hidráulicas, a determinação da rugosidade de condutas sujeitas ao fenómeno de *macrofouling* e, ainda, controlo de estruturas hidráulicas utilizando diferentes tipos de técnicas de controlo.

No **quinto capítulo**, são apresentadas as principais conclusões retiradas deste estudo e ainda sugestões para trabalhos futuros.

Modelação hidráulica de canais e estruturas hidráulicas

2.1 Formulação matemática dos escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais

Um sistema unidimensional é um sistema que considera apenas as variações de velocidade no sentido do escoamento, desprezando a distribuição de velocidades nas direções vertical e lateral.

Os sistemas unidimensionais têm por base as equações da energia ou da quantidade de movimento e da continuidade. As equações da continuidade e da quantidade de movimento em conjunto são conhecidas como equações de Saint-Venant.

A **equação da energia**, também conhecida como equação de Bernoulli, em escoamentos com superfície livre deve considerar a forma de distribuição das velocidades na secção transversal e as perdas de energia. No caso de escoamento permanente gradualmente variado, poderemos considerar as variáveis que constam da Figura 1.

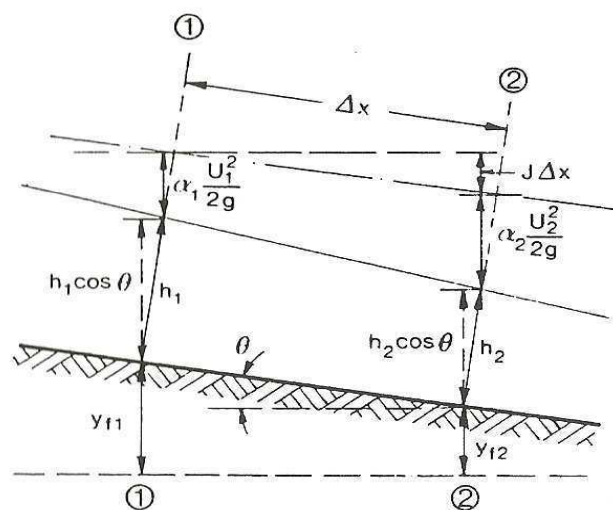


Figura 1 - Definição das variáveis intervenientes na Equação da Energia (Cardoso, 1998)

Para escoamento permanente gradualmente variado em canais pouco inclinados (o $\cos\theta \approx 1$, sendo θ o ângulo que o fundo faz com a horizontal), a equação da energia escreve-se como:

$$h_1 + y_{f1} + \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + y_{f2} + \alpha_2 \frac{u_2^2}{2g} + J\Delta x \quad [1]$$

Sendo,

- 1 e 2 Os índices referentes às secções 1 e 2
- y_f Cota do fundo do canal (m)
- J Perda de carga unitária (m/m)
- α Coeficientes de Coriolis (-)
- Δx Comprimento do trecho (m)

Os coeficientes de Coriolis traduzem a forma da distribuição de velocidade através da equação:

$$\alpha = \frac{1}{A} \int \left(\frac{v}{U}\right)^3 dA \quad [2]$$

Em que,

- v Velocidade média pontual (m/s)
- U Velocidade média na secção transversal do escoamento (m/s)
- A Secção transversal (m²)

A perda de carga unitária num escoamento permanente gradualmente variado pode ser aproximada pela média aritmética dos valores de J nas secções que limitam o troço, ou seja:

$$J = \frac{J_j + J_{j+1}}{2} \quad [3]$$

A equação [1] ainda pode ser escrita de maneira a incluir as perdas de carga em singularidades, ΔE .

$$h_1 + y_{f1} + \alpha_1 \frac{u_1^2}{2g} = h_2 + y_{f2} + \alpha_2 \frac{u_2^2}{2g} + J\Delta x + \Delta E \quad [4]$$

A perda de carga em singularidades por sua vez pode ser dada por:

$$\Delta E = K \left[\alpha_j \frac{u_j^2}{2g} - \alpha_{j+1} \frac{u_{j+1}^2}{2g} \right] \quad [5]$$

Em que,

K Coeficiente de perda de carga localizada, que depende da geometria da singularidade

As equações [1] e [4] podem ser utilizadas para escoamentos turbulentos rugosos, bastando para isso calcular o J através da fórmula de Manning-Strickler:

$$J_j = \frac{Q_j^2}{Ks_j^2 A_j^2 R_j^{4/3}} \quad [6]$$

Onde,

Ks Coeficiente da fórmula de Manning-Strickler ($m^{(1/3)}/s$)

A **equação da continuidade** traduz o princípio da conservação da massa aplicado ao escoamento com superfície livre, neste caso. Assim sendo, a variação da massa fluida contida num dado volume de controlo durante um dado intervalo de tempo é igual à soma das massas fluidas que nele entram subtraídas das que nele saem nesse intervalo. Tendo por base a Figura 2, desprezando os termos de ordem superior a um e sendo a variação de volume no intervalo de tempo Δt a diferença entre o volume que sai e o que entra no volume de controlo é dada por:

$$\left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) \right] \Delta t = - \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x \Delta t \quad [7]$$

em que,

Δx Desenvolvimento do volume de controlo no canal (m)

Q Caudal na secção central OO (m^3/s)

Δt Intervalo de tempo (s)

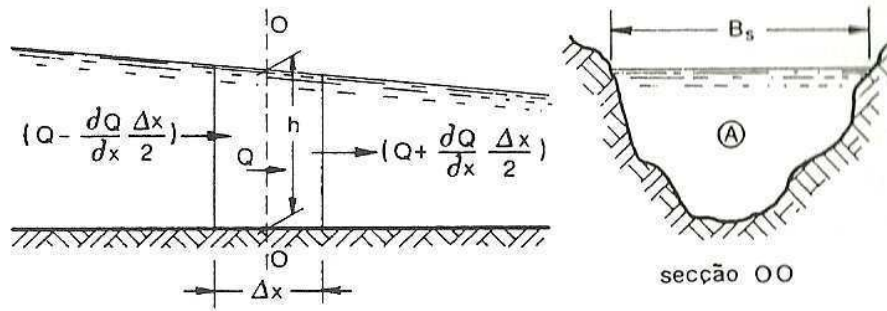


Figura 2 - Volume de controle para a derivação da Equação da Continuidade (Cardoso, 1998)

A mesma variação de volume no intervalo Δt é dada por:

$$\frac{\partial}{\partial t}(A\Delta x)\Delta t \quad [8]$$

Pelo que, igualando a equação [7] com a [8], se obtém a equação da continuidade sob a forma de:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad [9]$$

No caso de escoamentos permanentes ($\frac{\partial A}{\partial t} = 0$), a equação da continuidade fica:

$$Q = U_1 A_1 = U_2 A_2 = \dots = \text{const} \quad [10]$$

em que 1 e 2 são índices referentes a duas secções transversais quaisquer.

Em escoamentos com adição/subtração lateral de caudal, Figura 3, a adição/subtração lateral de caudal, q_x , por unidade de comprimento ao longo do percurso, a equação [9] deve ser alterada para:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = \pm q_x \quad [11]$$

Onde,

- + q_x Adição de caudal lateral (m²/s)
- q_x Subtração de caudal lateral (m²/s)

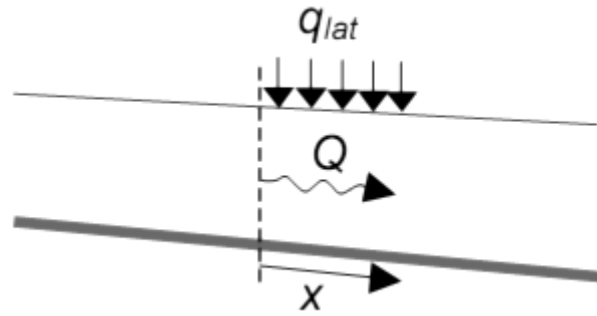


Figura 3 - Escoamentos com adição/subtração lateral de caudal (Overloop, 2006)

Geralmente, a **equação de conservação da quantidade de movimento** é utilizada para o cálculo de escoamentos variáveis, uma vez que, normalmente, a equação da energia não é aplicável. Quando o declive de fundo é pouco acentuado em escoamentos variáveis unidimensionais, permanece válida a lei hidrostática de pressões. Assim, o princípio da conservação da quantidade de movimento aplicado num dado volume de controlo, segundo a direção do escoamento, toma a forma de:

$$F_x + \underbrace{\int_V \rho g_x dV}_1 = \underbrace{\int_S \rho u (\vec{u} | \vec{n}) dS}_2 + \underbrace{\frac{\partial}{\partial t} (\int_V \rho u dV)}_3 \quad [12]$$

Onde,

- V Volume de controlo (m^3)
- S Superfície (m^2)
- g_x Componente da aceleração da gravidade segundo a direção x (m/s^2)
- u Velocidade segundo x (m/s)
- \vec{u} Vetor velocidade (m/s)
- F_x Somatório das forças de contacto segundo a direção x (N)
- \vec{n} Versor normal à superfície (-)

A parcela 1 refere-se à resultante das forças de massa, a parcela 2 à transferência de quantidade de movimento através da superfície de controlo e a parcela 3 representa a variação da quantidade de movimento associada ao volume de controlo.

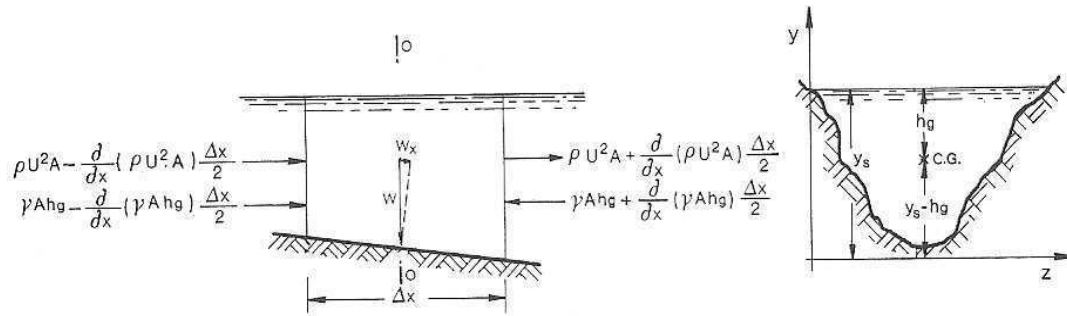


Figura 4 - Volume de controle para a derivação da Equação da Quantidade de Movimento (Cardoso, 1998)

As forças de contato que atuam segundo x são as forças de pressão e as forças de arrastamento. As forças de pressão hidrostática atuam nas secções de montante e de jusante e as forças de arrastamento nas paredes laterais e no fundo. Para o volume de controle, Figura 4, a impulsão hidrostática na secção de montante e de jusante, é dada, respetivamente por:

$$\gamma Ah_g - \frac{\partial}{\partial x} (\gamma Ah_g) \frac{\Delta x}{2} \quad [13]$$

$$\gamma Ah_g + \frac{\partial}{\partial x} (\gamma Ah_g) \frac{\Delta x}{2} \quad [14]$$

Se o canal não for prismático, a resultante da pressão nas paredes laterais é segundo x , dada por:

$$\gamma h_g \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x \quad [15]$$

Para,

h_g Distância do centro de gravidade da secção à superfície livre (m)

Logo a resultante de todas as forças de contato é:

$$\left[\gamma Ah_g - \frac{\partial}{\partial x} (\gamma Ah_g) \frac{\Delta x}{2} \right] - \left[\gamma Ah_g + \frac{\partial}{\partial x} (\gamma Ah_g) \frac{\Delta x}{2} \right] + \gamma h_g \frac{\partial A}{\partial x} \Delta x = -\gamma A \frac{\partial h_g}{\partial x} \Delta x \quad [16]$$

Tendo em conta que a tensão média de arrastamento na fronteira sólida, é dada por:

$$\tau_o = \gamma R J = \gamma \frac{A}{P} J \quad [17]$$

Para :

- J Perda de carga unitária (m/m)
- P Perímetro molhado (m)

Consequentemente, a resultante das forças de contacto, forças de pressão e de arrastamento, vem:

$$-\gamma A \frac{\partial h_g}{\partial x} \Delta x - \gamma \frac{A}{P} J P \Delta x = -\gamma A \left(\frac{\partial h_g}{\partial x} + J \right) \Delta x \quad [18]$$

Sendo, a resultante das forças de massa segundo x dada por:

$$w_x = -\gamma A \frac{\partial (y_s - h_g)}{\partial x} \Delta x \quad [19]$$

Em que,

- $(y_s - h_g)$ Cota do centro de gravidade da secção do escoamento (m)

Por sua vez, a resultante das forças exteriores, forças de contacto e forças de massa, toma a forma de:

$$-\gamma A \left(\frac{\partial y_s}{\partial x} + J \right) \Delta x \quad [20]$$

Ao se considerar unitário o coeficiente da quantidade de movimento, o membro 2, é:

$$\int_S \rho u (\vec{u} | \vec{n}) dS = \left[\rho U^2 A + \frac{\partial}{\partial x} (\rho U^2 A) \frac{\Delta x}{2} \right] - \left[\rho U^2 A - \frac{\partial}{\partial x} (\rho U^2 A) \frac{\Delta x}{2} \right] = \rho \frac{\partial}{\partial x} (QU) \Delta x \quad [21]$$

O membro 3, fica:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\int_V \rho u dV) = \rho \frac{\partial Q}{\partial t} \Delta x \quad [22]$$

Em que:

- U Velocidade média do escoamento (m/s)

Sendo assim, a equação [11] vem na forma de:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial y_s}{\partial x} + gAJ = 0 \quad [23]$$

Onde

J Pode ser obtido pela equação [6]

Para os casos onde exista adição lateral ao longo do percurso, a equação [23] fica na forma de:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2 \frac{Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - B \frac{Q^2}{A^2} \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} = gA(i - J) + q_x \left(U_x - \frac{Q}{A} \right) + \frac{Q^2}{A^2} A_x^h \quad [24]$$

Sendo frequentemente utilizada para efeitos de discretização em esquemas de diferenças finitas.

A equação [23] é obtida através de:

A adição de quantidade de movimento, que é dada por:

$$-\rho q_x U_x \Delta x \quad [25]$$

Onde:

q_x Caudal aflente por unidade de comprimento (m^2/s)

U_x Componente da velocidade segundo x (m/s)

Ao abandonar o volume de controlo, a velocidade do fluido é:

$$U = \frac{Q}{A} \quad [26]$$

E a correspondente quantidade de movimento de saída, é igual a:

$$\rho q_x \left(\frac{Q}{A} \right) \Delta x \quad [27]$$

O balanço da quantidade de movimento devido à adição lateral do fluido é, segundo x, dada por:

$$-\rho q_x \left(U_x - \frac{Q}{A} \right) \Delta x \quad [28]$$

Tendo em conta que:

$$\frac{\partial y_s}{\partial x} = -i + \frac{\partial h}{\partial x} \quad [29]$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) = \frac{2Q}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} - \left(\frac{Q}{A} \right)^2 \left(\frac{B \partial h}{\partial x} + A_x^h \right) \quad [30]$$

Com:

i Para canais pouco inclinados igual a $\sin \theta \approx \tan \theta$ (-)

A_x^h Variação de A segundo x para h constante (m)

Sendo que (-) simboliza que o parâmetro é adimensional

2.2 Controlo de estruturas hidráulicas

O controlo de estruturas hidráulicas tem especial relevância no tratamento de dois grandes grupos de problemas: gestão de situações de escassez de água e gestão de infraestruturas durante a ocorrência de cheias. O controlo de estruturas envolve essencialmente a manipulação de comportas e sistemas de bombagem.

Em ambos os casos, a água precisa de ser encaminhada, e os escoamentos de água geridos através de canais e estruturas de controlo.

Como técnicas de controlo de um sistema hidráulico podemos ter técnicas baseadas em controlo central ou em controlo local. Tais técnicas apenas poderão ser aplicadas em locais onde as estruturas de controlo estão presentes, uma vez que nestes casos os escoamentos podem ser influenciados de forma a gerir os fluxos nos canais.

O controlo de um sistema hidráulico é feito com recurso a operadores. Estes trabalham num local estratégico onde podem ter acesso a informações sobre o estado do sistema e previsões de alterações futuras. Para sistemas de irrigação, estas previsões podem ser em horários em que o operador não está a trabalhar, sendo as ordens registadas. Para sistemas de drenagem, a previsão de precipitação é frequentemente usada para prever as mudanças futuras para o sistema.

Caso o sistema não se encontre no estado desejado, os operadores ajustam as estruturas para o corrigir.

Se o ajuste for feito por operadores, que realizam o ajuste das estruturas de controlo no local, através da comunicação das ações necessárias por parte de operadores na central, esse controlo designa-se por **controlo central**.

Se o ajuste for realizado por operadores no local, utilizando apenas informações do local para o ajuste das estruturas de controlo, esta técnica é designada de **controlo local**.

No controlo central são utilizadas informações de diversos locais, podendo ser feito ajustes em vários locais do sistema. Geralmente é melhor do que o controlo local, uma vez que, dessa forma, pode ser transportada a água para todo o sistema no estado pretendido.

O estado desejado do sistema de água é geralmente descrito pelos operadores através dos níveis de água. Isto prende-se com o fato de, visualmente, serem de fácil medição, dado que os níveis não mudam bruscamente. As variáveis de controlo são mais importantes: qualquer fórmula determinista ou heurística utilizada na gestão da água pode conter o nível de água variável.

Se os níveis de água no sistema de abastecimento estão dentro dos níveis pretendidos, a distribuição de água está geralmente assegurada para os utilizadores.

Se os níveis de água num sistema de drenagem são mantidos no nível desejado, o risco de inundações é evitado e o sistema de drenagem pode seguramente retirar o excesso de água para as condutas de drenagem principais.

O **controlo do sistema hidráulico** pode ser formalizado através de um diagrama, como o apresentado na Figura 5. O *feedback Controller* corrige desvios medidos em relação a um nível de água pré-definido, enquanto o *feedforward controller* usa uma previsão da perturbação para contrariar a influência do distúrbio sobre o nível de água no sistema de água superficial. Este diagrama de blocos é válido para ambas as técnicas de controlo, central e local, embora no controlo local, geralmente só se aplique o *feedback Control*.

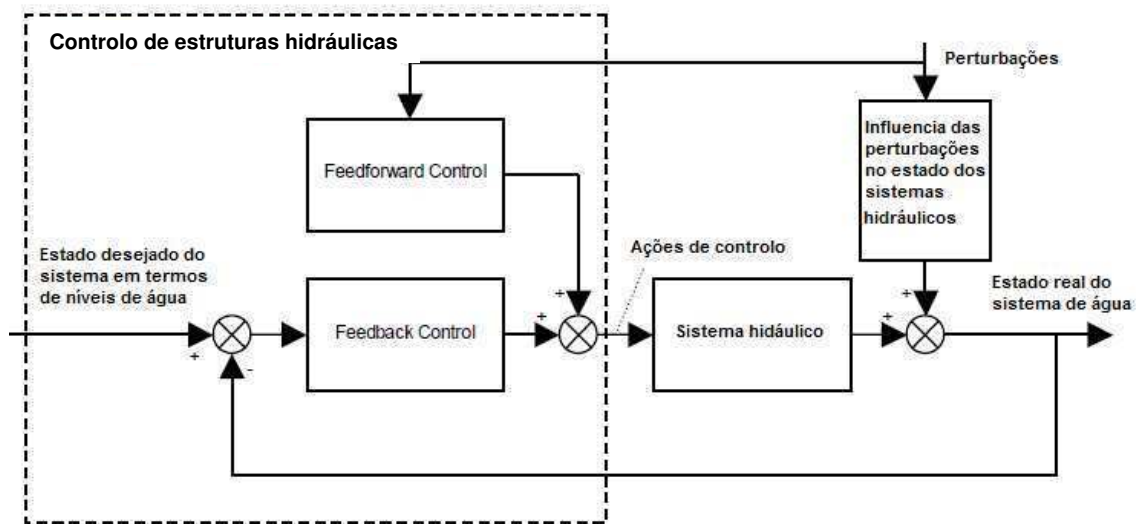


Figura 5 - Diagrama de Controle de sistemas hidráulicos, adaptado de (Overloop, 2006)

Embora o objetivo principal dos operadores seja manter os níveis de água do sistema próximo do nível desejável, um objetivo secundário é o de conseguir isso com o mínimo de esforço e custo. As comportas são ajustáveis manualmente envolvendo o esforço humano, ou seja, a necessidade de ter uma pessoa a executar o ajuste necessário na comporta, por sua vez, nas bombas, os ajustes devem permitir que as ações dos operadores acarretem o consumo do mínimo de energia possível.

Sendo assim, e para tentar alcançar estes objetivos de forma mais rápida e económica, implementaram-se técnicas de **controle automático**. Este é feito através de estruturas cada vez mais automatizadas, com motores elétricos e automatismos de desligar e ligar bombas.

O controlo de gestão automática em sistemas de águas superficiais pode ser feito com base em automação mecânica ou automação elétrica.

Na **automação mecânica** são utilizadas estruturas que são compostas por flutuadores e alavancas conectados às comportas. Estas estruturas hidromecânicas, tais como Begemann-gate, Vlugter-gate e Neyrpic AMIL-gate (Brouwer, 2004), têm a capacidade de manter, localmente, a montante ou a jusante, os níveis de água próximos do nível pré-definido (nível-alvo).

Na **automação elétrica** são utilizados sensores automáticos e linhas de comunicação. Os sensores automáticos são utilizados para o registo do nível de água e para um período de tempo. As linhas de comunicação servem para transmitir à central

os valores do nível de água, informações adicionais sobre distúrbios e para o envio dos ajustes necessários para as estruturas. Para as linhas de comunicação pode ser usado um cabo direto ou rádio. Nestas situações ou o envio de dados é rápido ou são usados *modems* com ligação a linhas telefónicas e o envio de dados é processado de forma lenta.

Embora um sistema de gestão automático com controlo central, usando um computador central, seja o mais evoluído, a verdade é que este não é aplicável em todos os países. Em alguns países onde a mão-de-obra é barata o ajuste de estruturas é feito manualmente (Burt, 1999), mas a principal razão para os sistemas não serem todos automáticos é a sua dependência relativamente as linhas de comunicação. As falhas nas linhas fazem com que o controlo central possa falhar completamente, sendo a automação feita por meio de um controlo local.

A completa automação para o controlo local é feita por sensores automáticos do nível de água, linhas de controlo lógico e programável em que os ajustes nas estruturas são calculados e as estruturas motorizadas (Burt & Piao, 2002). A escolha da configuração do sistema de gestão e do método apropriado de controlo para um funcionamento adequado depende, exclusivamente, das especificações do sistema de água controlado. Se possível, devem ser realizados poucos ajustes nas estruturas, mantendo o nível de água, mínimo e máximo, em redor do nível alvo e utilizando o mínimo de energia possível no funcionamento de bombas.

2.2.1 Tipos de controlo dos sistemas hidráulicos

O controlo dos sistemas de águas superficiais pode ser realizado através de um conjunto de lógicas e regras matemáticas dentro de um controlador. No passado, os diferentes tipos de controladores foram definidos através de características de gestão da água relacionadas (Brouwer, 2001). Uma forma de as definir é através de:

Controlo de caudal - O caudal é imposto numa estrutura, alterando-se as definições da estrutura, como a largura ou a abertura das comportas;

Controlo do volume - O volume num canal é mantido o mais próximo possível do volume alvo (Seatzu & Usai, 2002). Este tipo de controlo pode ter benefícios quando a gestão do canal está sujeito a frequentes encerramentos com variações do caudal do canal até um valor nulo. Como o volume não pode ser medido diretamente, é necessário

medir mais de um nível água, por exemplo, a montante e jusante do canal. A partir desses níveis de água, o volume de água no canal pode ser estimado por uma expressão. Este método de controlo não difere muito do tipo de controlo a seguir descrito;

Controlo do nível da água - Os níveis de água no canal são mantidos o mais próximo possível do nível de água alvo. Este tipo de controlo é abordado nesta dissertação.

Outra forma de caracterização é baseada na localização do nível da água que tem de ser mantido próximo do nível alvo em relação à estrutura de controlo:

Controlo a jusante - O nível de água a jusante da estrutura de controlo é mantido o mais próximo possível do nível alvo. Ao aplicar este método, a eventual falta de água a jusante do canal é suprimida pela entrada extra de água através da estrutura de controlo a montante. Esta característica faz com que seja altamente recomendado para os sistemas de irrigação. A localização controlada pode ser escolhida numa secção localizada a jusante do canal, em que o canal a utilizar deve ser especialmente íngreme, a fim de evitar o transbordo desses aterros. Este tipo de controlo a jusante é referido como controlo remoto a jusante;

Controlo a montante - O nível de água a montante da estrutura de controlo é mantido o mais próximo possível do nível alvo. Ao aplicar este método, a água em excesso no canal a montante é descarregada para jusante da estrutura de controlo. Esta característica faz com que este tipo de controlo se revele adequado para sistemas de drenagem;

São diversos os exemplos de controladores que foram implementados em sistemas hidráulicos. Em alguns casos, todo o controlo desde o circuito de medição, cálculo das ações de controlo e ajuste das estruturas é totalmente automatizado. Noutros casos, o controlo é realizado com medições automáticas, dando conselhos ao operador. O operador pode agir de acordo com este conselho ou pode decidir ignorá-lo e usar a sua própria avaliação. Este sistema de controlo é designado como Sistema de Apoio à Decisão, DSS. Muitos controladores foram projetados para sistemas hidráulicos, mas poucos foram implementados na prática, destacando-se o trabalho que tem vindo a ser desenvolvido no âmbito do controlo de albufeiras (Anand, et al., 2012) como um exemplo de sucesso.

Os vários tipos de controladores para sistemas hidráulicos podem ser enquadrados nos métodos gerais de controlo a seguir apresentados ((Malaterre & Baume, 1998), (Malaterre, et al., 1998)).

Em vez da classificação com base nas características de controlo do sistema hidráulico como apresentados acima, a classificação é baseado nas teorias de controlo gerais:

Controlo de *Feedback* - Os controladores medem o nível de água, comparam esse nível com o nível-alvo e calculam a mudança na configuração da estrutura como uma função de desvio. Este método de controlo é geralmente referido como controlo cíclico fechado pois corrige constantemente a diferença entre o nível da água medido e o nível alvo através de um ciclo repetitivo. O desvio entre o nível de água e o nível-alvo resulta da perturbação que influencia o nível da água, tais como captações ou episódios de precipitação intensa. Desta forma, o Controlo de *Feedback* funciona como a rejeição das perturbações ((Schuurmans, 1999), (Schuurmans, et al., 1999a));

Controlo de *Feedforward* - Os controladores *feedforward* usam medições ou previsões de uma perturbação e um modelo inverso dos efeitos que as perturbações têm sobre o nível de água, para calcular os ajustes necessários para as estruturas. A ação do controlo de *feedforward* visa precisamente cancelar este efeito. Idealmente, resultará num desvio de água de zero a partir do nível alvo. Este método de controlo é geralmente referido como controlo cíclico aberto.

Como o modelo inverso nunca pode representar perfeitamente o oposto do efeito da perturbação, que esta tem sobre o nível de água real esse desvio nunca será zero. Tal deve-se ao facto das medições e previsões serem, muitas vezes, imprecisas e o comportamento do sistema real de água ser dinâmico ao longo do tempo. Uma combinação de *feedback* e *feedforward* é usada para as imperfeições das ações do *Feedforward control* poderem ser compensadas pelas ações *Feedback control* ((Schuurmans, et al., 1999b), (Overloop, et al., 2001), (Overloop, 2003) (Overloop, 2006)).

Controlo otimizado - São os controladores mais comuns e ideais em sistemas hidráulicos, baseando-se na teoria do Regulador Linear Quadrático, LQR. Este controlo otimizado tem como objetivo a minimização da função objetivo usando um algoritmo de otimização numérica. Na função objetivo o desvio quadrático entre o nível de água e

nível alvo é ponderado. O sinal no desvio quadrático dá uma penalização igual para os desvios positivos e negativos e ainda faz o ajuste das estruturas. A relação de peso entre os desvios no nível de água e o as variáveis de controlo das estruturas é realizado através de um procedimento de ajuste.

Por alteração dos respetivos pesos, podem ser atribuídos valores mais elevados aos desvios no nível de água ou aos ajustamentos estruturais, resultando num controlo mais rápido (menor desvios) ou numa operação mais suave das estruturas, respetivamente ((Clemmens & Schuurmans, 2004) (Clemmens, et al., 2005)).

Controlo heurístico - Em oposição aos primeiros três métodos de controlo determinístico, estas técnicas, uma vez que não se baseiam em leis da física, usam uma abordagem mais empírica. Exemplos desses métodos de controlo são baseados em regras-de-ouro, controlo de redes neuronais, controlo de lógica *fuzzy* e controlo apoiado em algoritmos genéticos.

O controlo baseado em regras-de-ouro é comum para sistemas hidráulicos, podendo ser controlados de forma simples, padronizada e não sujeitos a mudanças objetivas ao longo do tempo. O controlo através de redes neuronais pode ser usado se estiver disponível uma grande quantidade de medições dos níveis de água e ações de controlo e o sistema de água for muito complexo para se utilizarem fórmulas físicas. A lógica *fuzzy* pode ser relevante quando o comportamento de múltiplos operadores que trabalham na mesma tarefa de controlo precisa de ser reproduzido.

Com os algoritmos genéticos pode-se encontrar mais rapidamente uma solução ideal do que em algoritmos de otimização numérica determinística. Aos métodos enumerados anteriormente é-lhes apontado uma desvantagem: o comportamento dinâmico dos sistemas de água é visto como uma caixa negra e, sendo assim, os métodos heurísticos não são aplicados em larga escala para controlar sistemas de águas superficiais.

2.3 Software de resolução das equações dos escoamentos com superfície livre em sistemas unidimensionais

Existem diferentes soluções de *software* para resolução das equações que regem os escoamentos com superfície livre:

- **SOBEK** model, criado pela WL | Delft Hydraulics;
- **MIKE 11**, *software* desenvolvido pelo Danish Hydraulic Institute (DHI);
- **FLDWAV model**, que foi realizado pelo *National Weather Service, Hydrology Laboratory e Office of Hydrologic Development*;
- **River Analysis System** (RAS), concebido pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE) e pelo *Hydrologic Engineering Center* (HEC).

2.3.1 Principais características dos programas

O *software* de modelação **SOBEK** foi desenvolvido por WL | Delft Hydraulics em parceria com o *Inland Water Management e Waste Water Treatment* (RIZA), na Holanda. O programa SOBEK, também pode integrar o WL | Delft Hydraulics' Flood Early Warning System (Delft-FEWS), fornecendo previsão de inundações em sistemas de alerta, implementados para as satisfazer necessidades específicas de agências ambientais com necessidade de previsão e controlo de inundações. Alguns destes sistemas estão em funcionamento na Alemanha, Taiwan, Vietnam, Tailândia e Singapura.

A designação do *software* (SOBEK) provém de um deus egípcio, um crocodilo que se acreditava ter poderes de previsão, pois colocava os seus ovos acima do nível de inundação das cheias do rio Nilo, sendo ainda venerado pelo facto daquelas cheias fertilizarem os solos nas suas margens.

O SOBEK é um pacote de *software* que apresenta diferentes módulos. Em termos técnicos, é um sistema de modelação numérica unidimensional para escoamentos com superfície livre com capacidade para resolver problemas em regimes variados e não permanentes, intrusão salina, transporte sedimentar, morfodinâmica fluvial e estuarina e qualidade de água. Cada um destes processos constitui um módulo do programa SOBEK. Juntos, funcionam como um pacote de *software* totalmente integrado.

Em termos gerais, SOBEK pode ser descrito como uma ferramenta flexível, robusta e confiável, para simular e resolver problemas de gestão da água em rios, proteção contra cheias, concepção de canais, sistemas de irrigação, avaliação e previsão da qualidade da água, análise de viabilidade de navegação e impactos de dragagens.

Embora seja um sistema de modelação unidimensional, o SOBEK permite simular efeitos bidimensionais. O programa SOBEK 1D2D possibilita a construção de modelos complexos, por integração dinâmica, a 1D através do SOBEK-Rural, SOBEK-Urban e SOBEK-River e em 2D a partir do SOBEK Overland Flow, também conhecido como Delft-FLS. O programa SOBEK 1D (Rural, Urban e River) resolve as equações de Saint-Venant através de um esquema de diferenças finitas. O programa SOBEK 2D (Overland Flow) usa uma matriz retangular e resolve as equações de maneira idêntica ao SOBEK 1D.

O SOBEK 2D apresenta características que permitem lidar com inundações, considerando diferentes rugosidades das superfícies ao longo espaço e podendo considerar ainda o atrito provocado pelo vento. Permite, também, a simulação de ruturas de barragens, sendo capaz de descrever o crescimento de fendas, por meio de equações empíricas de *Verheij-vanderKnaap*. Para os problemas que exigem uma visão detalhada do campo de escoamento de duas ou três dimensões, o SOBEK não é uma ferramenta de suporte válida, sendo que para a resolução destes problemas está disponível o DELFT3D ((Office of Hydrologic Development, 2007) (Vanderkimpen, et al., 2009) (SOBEK, 2002)).

O programa **MIKE**, versão 11, foi lançado em 1997 pelo *Danish Hydraulic Institute* (DHI), baseado no conceito MIKE Zero, e com a inovação da interface gráfica do usuário no Windows, iniciando-se assim uma nova era nas ferramentas de modelação dinâmica, aplicadas para o estudo de rios e canais. O modelo tem sido utilizado para previsão de inúmeras situações, com aplicações na Tailândia, China, Itália, Reino Unido, Estados Unidos, Bangladesh, República Checa e Dinamarca.

O programa MIKE 11 é um pacote de *software* para a simulação de cheias, qualidade da água e transporte de sedimentos em estuários, rios, sistemas de irrigação, canais e outras massas de água.

Embora o programa MIKE 11, seja um modelo unidimensional (1D), pode ser ligado de forma dinâmica a outros programas da DHI, com o objetivo de realizar a modelação bidimensional de inundações (2D), modelação da qualidade da água e modelação de águas subterrâneas. O MIKE 11 é utilizado como ferramenta de modelação unidimensional para a análise detalhada, de conceção, gestão e operação de rios, simples ou complexos, e de canais. Este possui um módulo hidrodinâmico (HD), que é o núcleo do sistema de modelação do MIKE 11 e constitui a base para a maioria

dos outros módulos. O módulo MIKE 11 HD permite solucionar as equações da continuidade e da quantidade de movimento, ou seja, as equações de Saint-Venant. ((MIKE11 - a Modelling System for Rivers and Channels, 2003) (Office of Hydrologic Development, 2007) (Vanderkimpen, et al., 2009))

O DWOPER foi o primeiro modelo de ondas dinâmico que surgiu, sendo desenvolvido por Fread em 1978, mais tarde, num esforço para combinar DWOPER com o DAMBRK, um programa de rutura de barragens, do National Weather Service (NWS), surgiu o FLDWAV. O **FLDWAV** é um modelo hidráulico desenvolvido pelo National Weather Service, Hydrology Laboratory e Office of Hydrologic Development, dos Estados Unidos da América. O modelo está a ser utilizado no dia-a-dia, em previsões de mais de duas dezenas de grandes rios, nos Estados Unidos e vários outros rios no resto do mundo.

FLDWAV surgiu como um modelo hidráulico dinâmico abrangente que pode ser usado para simular redes hidrográficas com várias estruturas hidráulicas, incluindo uma opção para simular ruturas em barragens. O modelo é baseado na solução implícita de diferenças finitas das equações unidimensionais de escoamentos com superfície livre não permanentes, de Saint-Venant ((Reed, et al., 2009) (Ross D. Zhou, et al., 2005) (Office of Hydrologic Development, 2007)).

O **HEC-RAS**, também conhecido por RAS, foi desenvolvido pelo Hydrologic Engineering Center of the U.S. Army Corps of Engineers (USACE). O modelo tem sido usado por várias agências federais americanas e pela maioria dos governos estaduais e municipais. Foi adotado pelos U.S. Geological Survey (USGS), Federal Highway Administration (FHWA) e Natural Resources Conservation Service (NRCS), como sendo o seu modelo hidráulico do rio 1D.

Este software utiliza um sistema integrado, concebido para uso interativo num ambiente em rede, em multi-tarefas e por vários utilizadores. O sistema é composto por uma interface gráfica do utilizador (GUI), por componentes de análise hidráulica, pela capacidade de armazenamento e gestão de dados, e por gráficos e relatórios de tarefas. HEC-RAS foi projetado para executar cálculos hidráulicos unidimensionais, de escoamentos com superfície livre, permanentes ou não permanentes, cálculo do transporte sedimentar e análise da temperatura da água, para uma rede completa de canais naturais ou artificiais.

O procedimento básico de cálculo é feito com base na solução da equação de energia unidimensional. As perdas de energia são avaliadas para os efeitos do atrito (equação de Manning) e contração / expansão (coeficiente multiplicado pela mudança de velocidade). A equação da quantidade de movimento é utilizada em situações onde o perfil da superfície da água é rapidamente variado. Estas situações incluem cálculos de escoamento em regime misto (ou seja, os ressaltos hidráulicos), hidráulica de canais sob pontes, e caracterização de perfis da superfície livre em confluências de rios.

Os efeitos das diversas obstruções, tais como pontes, túneis, barragens, descarregadores e outras estruturas de um rio podem ser considerados nos cálculos. O sistema de escoamento contínuo é projetado para aplicação na gestão de zonas inundáveis e através do estudo da propagação de inundações para avaliar as áreas inundadas. Além disso, tem disponíveis recursos para avaliar a mudança nos perfis das superficiais livres resultantes de melhorias em canais e diques.

Por enquanto, HEC-RAS é um modelo 1D que simula problemas de escoamentos com superfície livre sobretudo em rios, embora esteja a ser projetada a ligação do HEC-RAS com a Adaptive Hydraulics (ADH) para dar resposta a problemas bi e tridimensionais (2D/3D), modelo que está a ser desenvolvido pela Coastal and Hydraulics Laboratory of the Corps of Engineers. ((Reed, et al., 2009) (HEC-RAS River analysis system, 2010) (Office of Hydrologic Development, 2007))

2.3.2 Análise comparativa das diferentes soluções de *software*





A análise comparativa dos diferentes programas de modelação (Tabela 1), descritos anteriormente, tem por objetivo comparar, de forma pormenorizada, todas as funcionalidades que cada software pode oferecer.

Esta análise comparativa foi realizada com base no relatório final do projeto: *Evaluation of Hydraulic Models in support of National Weather Service Operations* (Office of Hydrologic Development, 2007), sendo que os dados recolhidos deste relatório, foram analisados e tratados antes da sua utilização nesta dissertação.

Tabela 1 - Resumo das capacidades de cada modelo, adaptado de (Office of Hydrologic Development, 2007)

Funcionalidades		Modelo			
		FLDWAV	MIKE 11	HEC-RAS	SOBEK
Modelação de trechos de rios	Múltiplos rios	✓	✓	✓	✓
	Rios entrelaçados	✓	✓	✓	✓
	Divisão de caudais	✓	✓	✓	✓
	Rios sinuosos	✓	✓	✓	✓
	Desvios de caudal	✓	✓	✓	✓
	Lagos, lagoas	✓	✓	✓	✓
	Armazenamento fora do rio	✓	✓	✓	✓
	Regolho devido às condições de maré, barragens, pontes, grandes afluentes	✓	✓	✓	✓
	Restituição da água	✓	✓	✓	✓
albufeiras	Múltiplas albufeiras	✓	✓	✓	✓
	Encaminhamento dinâmico através do reservatório e opção de caudal inverso	✓	✓	✓	✓
Barragens e quebras em barragem	Galgamentos de barragens	✓	✓	✓	✓
	Fissura devido à erosão	✓	✓	⚠	⚠ 1)
	Quebra em barragem iniciado por fissura no	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Quebra em barragem iniciado por falha nas	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Falhas em cascata em barragens	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Modelo de rutura da barragem pode ser configurado em período curto de tempo	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Quebras em barragem impacto a jusante	✓	✓	✓	✓
Mapa de inundação após a rutura da barragem	⚠	✓	⚠	⚠	
Diques	No rio	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Fora do trecho	✓	✓	✓	⚠ 1)
	Adição / remoção de diques temporários; falha diques em operações em tempo real	✓	✓	✓	⚠ 1)
Pontes e / ou aquedutos	Múltiplas aberturas	✓	✓	✓	✓
	Colocar objetos nas proximidades	✓	✓	✓	✓
	Remoção sedimentar em torno dos pilares	✗	✗	✓	✗
Capacidade de modelação avançada	Efeitos do vento	✓ 2)	✓	✗	✓
	Acumulação / dissolução de blocos de gelo	✗	✓	✓	✗
	Mapa de planície de inundação	⚠ 3)	✓	⚠ 4)	⚠ 5)
	Sistemas de interface de rios e estuários	✓	✓	✓	⚠ 6)
	Qualidade da água	✗	⚠ 7)	⚠ 8)	⚠ 9)
	Interação com águas subterrâneas; Escoamento em áreas calcárias	✗	⚠ 10)	⚠ 11)	✓ 12)
	Transporte sedimentar	✗	✓	✓	✓
	Intrusão salina e cunha salina	✗	✓	⚠ 13)	⚠ 14)
	Modelação de habitats, passagem de peixes	✗	✓	✗	✓
	Controlo em tempo real	✗	✗	✗	⚠
Onda de cheia aproximação	Descrição do fluxo totalmente dinâmico	✓	✓	✓	✓
	Para fluxo estável e instável	✓	✓	✓	✓
	Aproximação de propagação da onda de cheia por difusão	✓	✓	✓	✓
	Simulação bi-dimensional	✗	⚠ 15)	⚠ 16)	✓
Manning's n	Rugosidade variável (por HG e Q)	✓	✓	✓	✓
Condições de fronteira	Múltiplas fronteiras a montante e a jusante	✓	✓	✓	✓
	Lei de vazão montante	✓	✓	✓	✓
	Lei de vazão montante jusante	✓	✓	✓	✓
	curva de vazão de valor singular a jusante	✓	✓	✓	✓
	Condições de maré a jusante	✓	✓	✓	✓
	Marés flutuações/ onda	✓	✓	✓	✓
	Fácil de definir e modificar condições de fronteira	✓	✓	✓	✓
	Alteração manual dos caudais descarregados manualmente	✓	✓	✓	✓
	Fronteiras internas	✓	✓	✓	✓
	Módulo de estruturas variáveis: bombas, comportas	✓	✓	✓	✓
Secções Transversais	Fácil de criar / modificar dados	✓	✓	✓	✓
	Interpolação das secções transversais	✓	✓	✓	✓
	Edição gráfica de secções transversais	✗	✓	✓	✓
	Secções transversais podem ser visualizadas graficamente durante a calibração	✗	✓	✓	✗
	Possibilidade de alterar as propriedades da secção transversal sem recalibração	✓	✓	✓	✓
	Rugosidade variável pode ser atribuída a locais e a intervalos de descarga	✓	✓ 17)	✓	✓
Dados de saída do modelo	Séries temporais de saída podem ser exportadas em diferentes formatos	✓	✓	✓	✓
	Modelo fornece tabelas e gráficos de diferentes propriedades hidráulicas	✓	✓	✓	✓
	Subidas da superfície da água são exportáveis para o mapa de inundação	✓	✓	✓	✓
	Modelo gráfico de saída pode ser extraído para uso na web	✗	✓	✓	✓
Documentação e apoio ao modelo	Documentação adequada para resolver problemas operacionais e de calibração	✓	✓	✓	✓
	Modelo desenvolvido pode fornecer apoio de calibração e configuração do modelo	-	⚠	⚠	⚠
	Suporte técnico disponível para as operações	-	⚠	⚠	✓ 18)

Tabela 1 - Resumo das capacidades de cada modelo, adaptado de (Office of Hydrologic Development, 2007) (continuação)

<i>Legenda</i>		
Capacidades do Modelo		Não / sem capacidade
		Versão atual não tem capacidade, mas está em fase de desenvolvimento
		Sim / tem capacidade
		Tem capacidade mas só está disponível na versão paga
	-	Sem informação
Observações	1)	Necessária utilização da ferramenta de programação MATLAB ou módulo de 2D
	2)	Apenas para ventos uni-direcionais com velocidade constante
	3)	Sem mapa direto, mas oferece possibilidade de utilizar um software externo de visualização
	4)	Pode exportar para GIS file ou HEC GeoRAS, e pode ser usado com GIS Arc, Spatial Analyst e 3D Analyst software
	5)	Necessário SOBEK Overland Flow ou GIS-type software
	6)	Módulo de 3D necessário
	7)	Modelo Ecolab necessário
	8)	Apenas disponível modelação de sedimentos e de temperatura
	9)	Necessário 1D e 2D módulo WWAQ
	10)	Capacidade limitada, necessário o modelo MIKE SHE
	11)	Capacidade limitada, ligação a USGS MODFLOW em desenvolvimento
	12)	Capacidade limitada, pode ser ligado com modelo 3D de águas subterrâneas, USGS MODFLOW.
	13)	Necessário modelo um 2D/3DADH, ligação em fase de desenvolvimento
	14)	Necessário SOBEK-River
	15)	Utilizando MIKE 21 ou MIKE SHE
	16)	Utilizando modelo um 2D/3D ADH, ligação em fase de desenvolvimento
	17)	Sem capacidade para descarga
	18)	Disponível para esquematização modelo

Da análise da Tabela 1, conclui-se que os programas analisados têm de uma forma geral as mesmas funcionalidades, embora possa ser dito que o FLDWAV tem uma capacidade de modelação avançada menos satisfatória que os demais modelos, e que o SOBEK, apesar de ter praticamente todas as funcionalidades que foram estudadas, a sua disponibilização para algumas funcionalidades só é feita através da versão paga. O facto de a versão não ser gratuita não é um fator restritivo para a escolha do software, visto que o software esteve disponível para realização dos trabalhos associados a esta dissertação de mestrado.

Controlo de estruturas hidráulicas com o programa SOBEK

3.1 Controlo de estruturas hidráulicas

Como já foi referido anteriormente, capítulo 2.2, o controlo de estruturas tem por objetivo gerir os escoamentos com superfície livre, nomeadamente os seus caudais e níveis. Estes escoamentos podem ser controlados através de comportas ou bombas. Estas duas formas de controlar escoamentos serão analisadas neste capítulo de forma objetiva, utilizando modelos simplificados de controlo de estruturas hidráulicas, que auxiliaram na compreensão destas metodologias.

3.1.1 Controlo de comportas utilizando as técnicas de controlo consideradas no programa SOBEK

Este subcapítulo terá como objetivo demonstrar, através de um exemplo prático simplificado, como serão controladas as comportas de um circuito hidráulico e avaliar qual a metodologia de controlo mais indicada para ser aplicada no caso de estudo, utilizando o *software* de modelação hidráulica, SOBEK.

No exemplo prático serão avaliadas e comparadas todas as técnicas que o SOBEK tem à disposição para realização do controlo de estruturas hidráulicas que utilizam o nível de água como variável de controlo.

No exemplo prático serão consideradas três comportas. Cada uma delas terá que controlar automaticamente a sua abertura, para que o nível de água a montante da comporta se aproxime do nível alvo desejado. O nível alvo de água na primeira comporta será de 18 metros, na segunda de 14 metros e na última de 7 metros.

Para este exemplo prático será realizada uma simulação para cada tipo de técnica de controlo. Inicialmente será utilizado como condição de fronteira o caudal constante e,

de seguida, o caudal variado. Desta forma, será avaliada a forma como a condição inicial afeta o desempenho de cada metodologia de controlo.

Por fim, será determinada qual a técnica de controlo em tempo real que melhor aproxima o nível de água a montante para o valor alvo, com o número mínimo possível de ajustes feitos à comporta.

As técnicas de controlo em tempo real presentes no *software* de modelação hidráulica, SOBEK, que irão ser avaliadas são: a PID (*Proportional Integrating Difference*) *controller* e *interval controller*.

O PID *controller* pode ser utilizado para operar uma estrutura, fazendo com que um parâmetro hidráulico específico seja mantido com um valor próximo de um valor pré-definido. O parâmetro controlado pode ser o nível de água ou o caudal numa secção específica de medição no modelo.

O PID *controller* considera ainda um controlo de frequência. Apesar de ser usada para filtrar as oscilações na condição inicial, esta deve ser suficientemente pequena para reproduzir as ondas relevantes na variável controlada.

O valor do parâmetro de controlo, v_s , pode ser calculado como:

$$v_s(t) = v_0 + k_p e(t) + k_i \sum_{t=0}^t e(t) + k_d (e(t) - e(t-1)) \quad [31]$$

em que:

k_p - Fator de ganho proporcional (determina o tempo de reação do controlador)

k_i - Fator de ganho integral (fator que reduz o desvio padrão induzida por K_p)

k_d - Fator de ganho diferencial (proporciona amortecimento no controlador)

e - Desvio na variável controlada

O *interval controller* tal como o PID pode ser utilizado para controlar uma estrutura, fazendo com que um parâmetro hidráulico específico seja mantido com um valor próximo de um valor pré-definido. Quanto ao parâmetro controlado pode ser o nível de água numa estação de medição específica no modelo, o caudal numa estação de medição ou a soma, até cinco caudais, em estações de medição.

O valor do parâmetro de controlo, v_s , pode ser calculado como:

$$\text{Se } -\frac{1}{2}D \leq e \leq \frac{1}{2}D \quad \text{então } v_s = v_{s,old}$$

$$\text{Se } e < -\frac{1}{2}D \quad \text{então } v_s = v_{s,old} + d \times \Delta v_s$$

$$\text{Se } e > \frac{1}{2}D \quad \text{então } v_s = v_{s,old} - d \times \Delta v_s$$

em que:

D- *Dead band* (em [m] de nível de água, ou em [m³/s] no caso de caudal)

e - Desvio da variável controlada, $e = \text{setpoint} - \text{valor real}$ (calculado) medido na secção de controlo

v_s - Mudança máxima do parâmetro estrutura de controlo ($v_s = v \ t$, $v =$ variação máxima do parâmetro de controlo estrutura por segundo)

d - Direção de controlo, podendo esta ser positiva ou negativa (1 ou -1)

$v_{s,old}$ - Idade do parâmetro estrutura de controlo no passo de tempo anterior

Δv_s - Variação do valor do parâmetro controlado a partir do primeiro instante de tempo até ao setpoint

A técnica *interval controller* não é um tipo de controlador muito avançado, dado ser sensível a instabilidades, particularmente se o controlador de velocidade, a frequência de controlo ou a *dead band* não forem seleccionados de forma adequada. Além disso, o historial de controlo (antes da última etapa de tempo) não é tido em conta para determinar o parâmetro de controlo. É por esta razão que poderá ser dito, desde já, que o PID controller é o controlador que será mais fiável. Tal será comprovado de seguida.

Após esta breve descrição das metodologias, será então apresentada a forma como foi realizado o exemplo prático, bem como os resultados dos diferentes controladores.

O exemplo prático construído no programa SOBEK é composto por 2 nós de fronteira, 3 pontos de medição, 4 secções transversais, 3 comportas e 45 nós de cálculo Figura 6.

Na Figura 7 está representado o traçado em perfil do canal utilizado neste exemplo de controlo de comportas. É visível a inclinação do canal bem como o local onde estão localizadas as comportas.

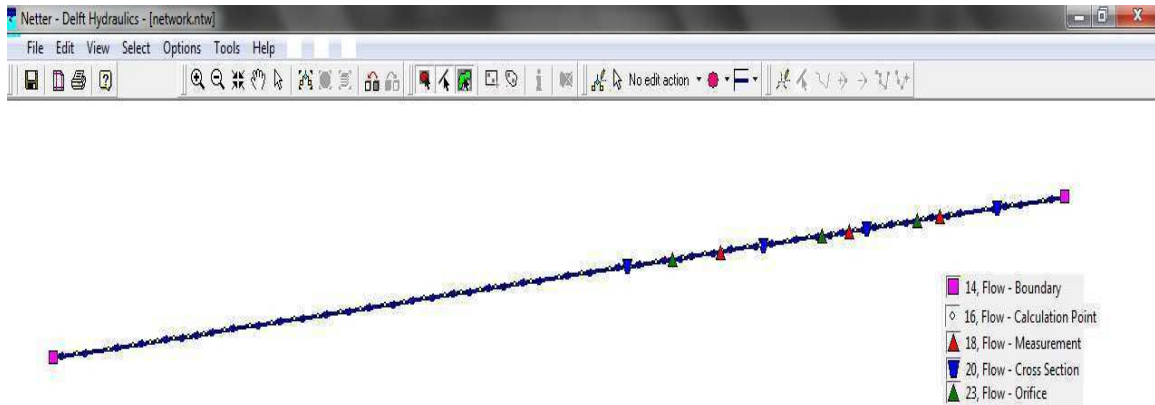


Figura 6 - Traçado em planta do exemplo de controlo de comportas



Figura 7 - Traçado em perfil do exemplo de controlo de comportas

A escolha de uma condição de fronteira final colocada tão longe do último controlador teve como objetivo que esta não afetasse os resultados a montante da última comporta.

Para que sejam melhor compreendidos os resultados dos diversos controladores, será importante apresentar as condições adotadas na criação deste exemplo prático (Tabelas 2, 3, 4 e 5).

Para a descrição mais pormenorizada das secções, tipos de controladores e comportas, (tabelas 3,4 e 5), serão apresentados os números de cada nó criado no programa de modelação hidráulico SOBEK.

Tabela 2 - Valores utilizados nas condições de fronteira para um controlo com caudal constante

Condição de fronteira de montante	Caudal	10 m ³ /s
Condição de fronteira de jusante	Nível de água	0,5 m

Tabela 3 - Secções utilizadas para simular o traçado do exemplo prático

Secções						
nº	Tipo	Inclinação	Comprimento inferior (m)	Comprimento superior (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)
50	Trapézio	02 01	10	20	15	20
51	Trapézio	02 01	10	20	10	15
52	Trapézio	02 01	10	20	5	10
58	Trapézio	02 01	10	20	2,5	5

Tabela 4 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores

PID			
nº	k proporcional	k integral	k diferencial
48	-0,3	-0,7	-0,8
49	-0,4	-0,6	-0,9
57	-0,6	-0,7	5

deadband0			
nº	below DB	above DB	DB around SETPOINT
48	0	5	0
49	0	5	0
57	0	6	0

deadband1			
nº	below DB	above DB	DB around SETPOINT
48	0	5	1
49	0	5	1
57	0	6	1

Tabela 5 - Propriedades das comportas

Orifícios					
nº	Largura (m)	Cota da crista (m)	Abertura inicial (m)	Setpoint (m)	Velocidade (m/s)
48	2	15	0	18	5
49	2	10	0	14	1
57	2	5	0	7	0,8

Através da análise das Figuras 8 e 9 é possível constatar qual o controlador mais eficaz tanto no controlo do nível de água como na minimização do número de aberturas de comporta, numa situação de caudal constante.

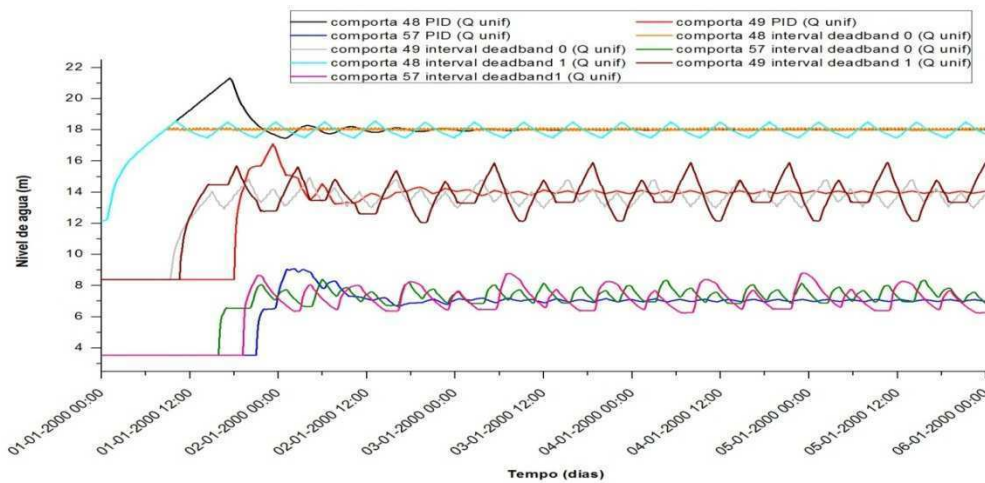


Figura 8 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores

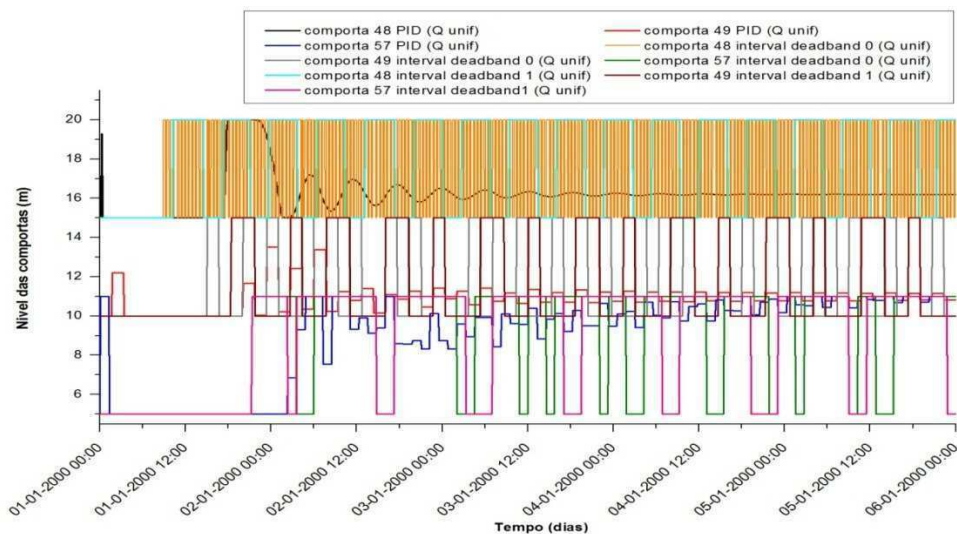


Figura 9 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores

Através da Figura 8 e sabendo que o nível alvo para a comporta 48 é de 18 metros, a comporta 49 é de 14 metros e a comporta 57 é de 7 metros, é possível observar que o controlador que melhor se aproxima, e com menor variações, dos níveis alvo de cada comporta é o PID.

Na Figura 9 podemos observar as variações do nível de abertura de cada comporta, sendo que quanto mais aberturas de comporta se verificarem maior o seu desgaste e maior é o custo energético com a realização das operações das comportas. É importante que o controlador utilizado faça o menor número de ajustes na comporta. O controlador PID também, a este nível, é o controlador que apresenta melhores resultados.

O controlador PID, mesmo sendo o melhor dos controladores, pode ainda obter melhores resultados. Para tal é necessário realizar uma calibração dos seus parâmetros. Esta calibração é realizada através de alguns passos chave, a saber:

1. Tomar K_i e K_d igual a zero e aumentar o valor de K_p gradualmente, a partir de zero, até a solução começar a oscilar. O sinal de K_p deve ser escolhido dependendo do tipo de estrutura e do parâmetro de controlo escolhido.
2. Dividir o valor resultante de K_p por dois e aumentar K_i em para um valor múltiplo de K_p . Mais uma vez, o valor de K_i é aumentado até aparecerem oscilações, com K_d a permanecer igual a zero.
3. Aumentar o valor de K_d (o sinal de K_d pode ser o oposto do sinal de K_i).

Um procedimento rigoroso para esta calibração não pode ser apresentado, uma vez que os valores dos coeficientes k e os seus resultados, variam de modelo para modelo, fazendo com que, os mesmos sejam dependentes.

Para este exemplo prático a calibração foi obtida com os seguintes valores de k , a saber (Tabela 6 e Figuras 10 e 11).

Tabela 6 - Propriedades do controlador PID calibrado para caudal constante

PID com Q constante calibrado			
Comporta n°	k proportional	k integral	k differential
48	-15	-10	10
49	-1	-0,5	-0,5
57	-1,5	-1,5	2

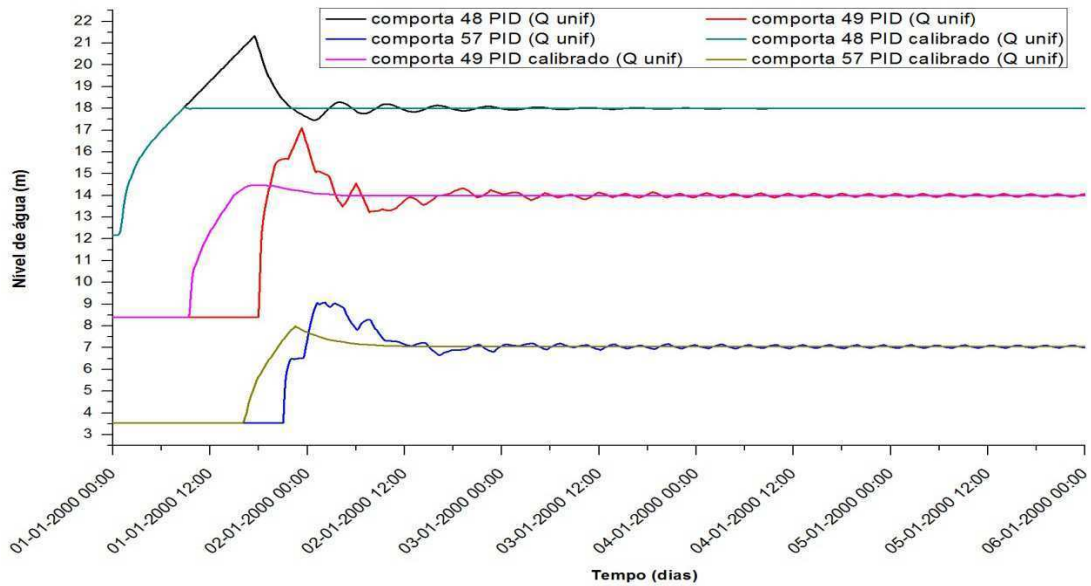


Figura 10 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado

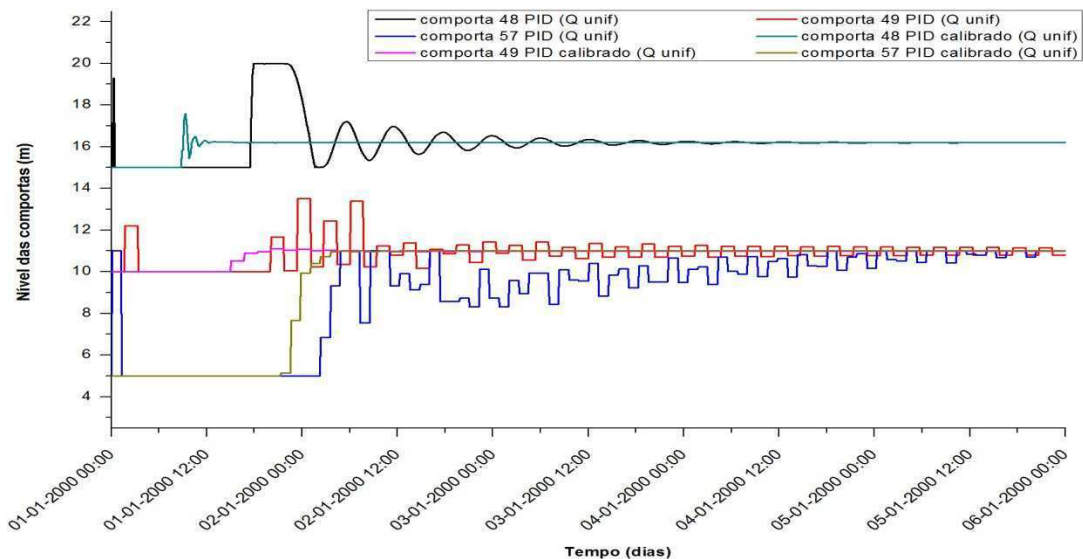


Figura 11 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado

Na Figura 10, sabendo que o nível alvo para a comporta 48 é de 18 metros, comporta 49 é de 14 metros e comporta 57 é de 7 metros, é possível observar que o controlador PID calibrado tem um comportamento melhor que o apresentado na situação anterior: aproxima-se, em todas as comportas, mais rapidamente do nível alvo e ainda o mantém ao longo do tempo, não havendo variações do nível de água a partir do momento em que estabiliza.

Na Figura 11 observam-se as variações do nível de abertura de cada comporta, sendo que o controlador PID calibrado quase não tem variações do nível de abertura das

comportas. Observa-se que estabiliza num valor fixo. Este facto é relevante porque significa que a partir de um determinado momento a comporta para um caudal constante não necessita de mais nenhum ajuste para atingir o nível alvo pretendido.

Após ter sido feita uma avaliação aos controladores, tendo por base a condição de fronteira de montante com caudal constante, será feita avaliação análoga com a condição de fronteira de montante com um caudal variado.

Para tal foi adotada nesta simulação, uma lei de variação de caudal que simula a descarga a montante de um aproveitamento hidroelétrico, Figura 12.

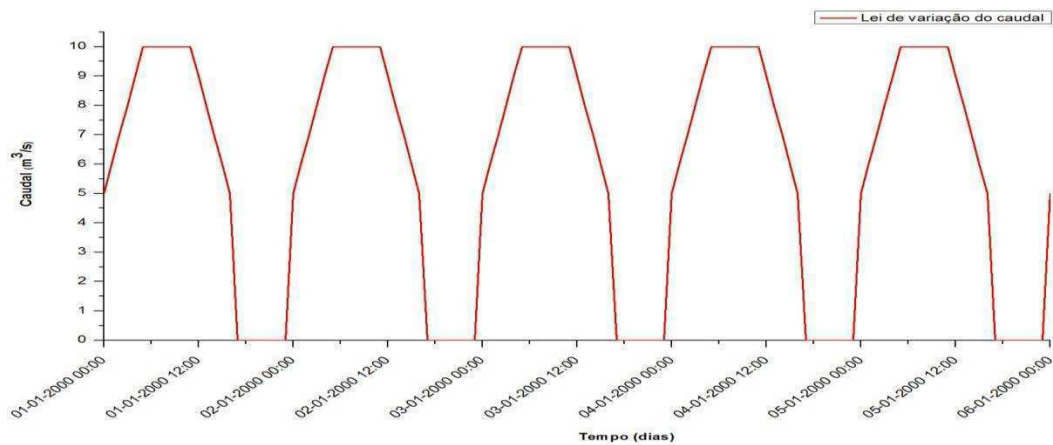


Figura 12 - Variação do caudal imposto na fronteira a montante

Com a análise dos gráficos apresentados nas Figuras 13 e 14, tendo agora como referência o caudal variado, é possível constatar qual dos controladores é o mais eficaz, tanto no controlo do nível de água, como na minimização do número de aberturas de comporta.

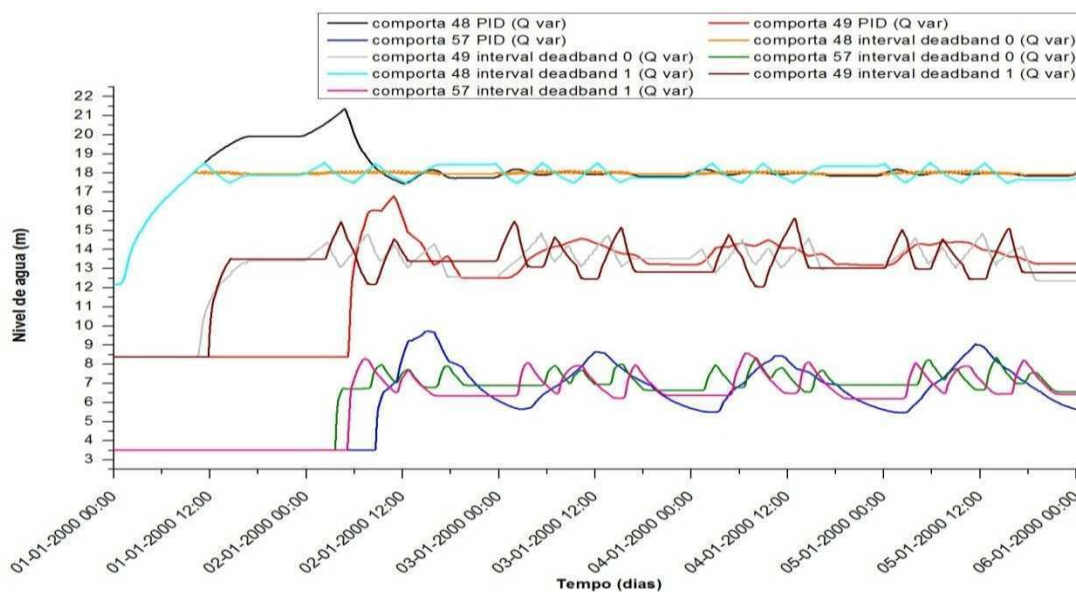


Figura 13 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores

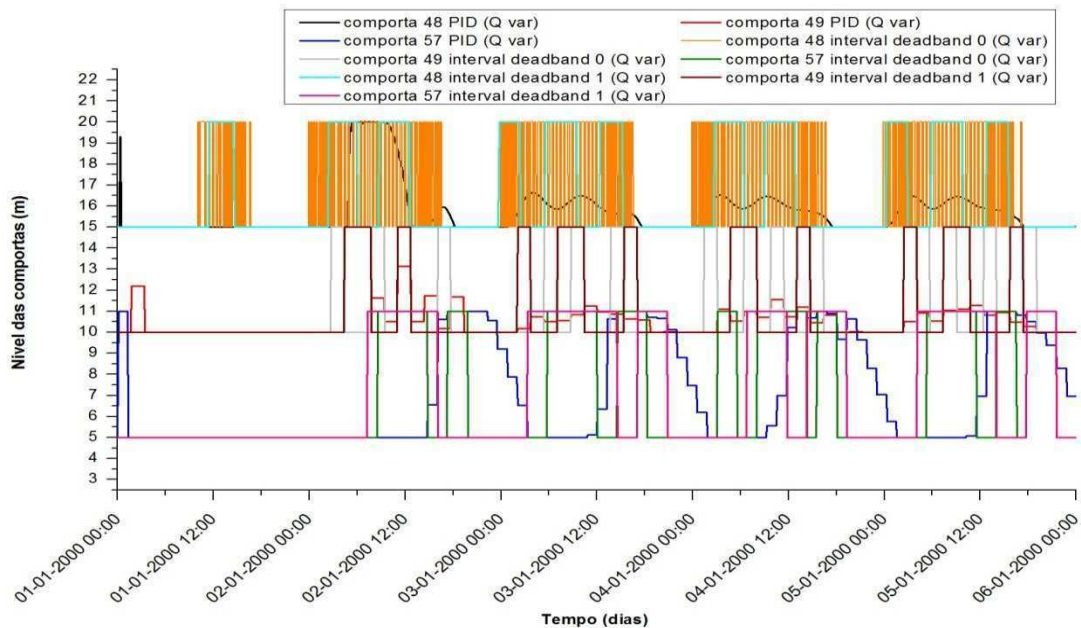


Figura 14 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando diferentes controladores

Com base na Figura 13 e sabendo que o nível alvo para a comporta 48 é de 18 metros, comporta 49 é de 14 metros e comporta 57 é de 7 metros, é possível observar que o controlador que melhor se aproxima, e com menor variações, dos níveis alvo de cada comporta é o PID. Pode ser ainda constatado que a variação de níveis de água para as comportas 49 e 57 tem uma variação cíclica nunca estabilizando para a cota do nível alvo. Esta observação tem como explicação o facto da variação dos caudais seguir uma lei cíclica o que faz com que os níveis de água variem de igual forma.

Na Figura 14 são observadas as variações do nível de abertura de cada comporta com as diferentes metodologias. Pode ser dito, com base nestes gráficos, que o controlador *interval deadband0* é menos eficaz pois o controlo do nível de água a montante da comporta é assegurado realizando um sem número de aberturas de comporta. O controlador *interval deadband1* tem como principal desvantagem a realização de ajustes demasiado bruscos, ou está aberta a comporta ou está fechada.

Para este exemplo prático, o controlar PID é o que realiza ajustes do nível de água de forma mais controlada e suave, fazendo com que para as três comportas seja o controlador que mais tende para o valor do nível alvo de cada comporta.

Tal como sucede no caso de estudo para caudal constante, também para caudal variado, o controlador PID pode ser calibrado para realizar um controlo mais ajustado das comportas.

No caso dos caudais uniformes a calibração dos coeficientes k seguiu a metodologia citada anteriormente. Os valores de k calibrados podem ser observados na Tabela 7.

Tabela 7 - Propriedades do controlador PID calibrado para caudal variado

PID com Q var. calibrado			
nº	k proporcional	k integral	k diferencial
48	-12,5	-5	2
49	-0,5	-2	0,1
57	-1	-3	-3

Na Figura 15, é possível observar que estando o controlador PID calibrado, a primeira comporta mantém o nível de água no nível alvo pretendido e melhora significativamente o comportamento do controlador das restantes comportas.

Na Figura 16 estão representadas as variações do nível de abertura de cada comporta, sendo que o controlador PID calibrado tem melhorias significativas ao nível do número de ajustes de comportas bem como da altura de abertura das comportas.

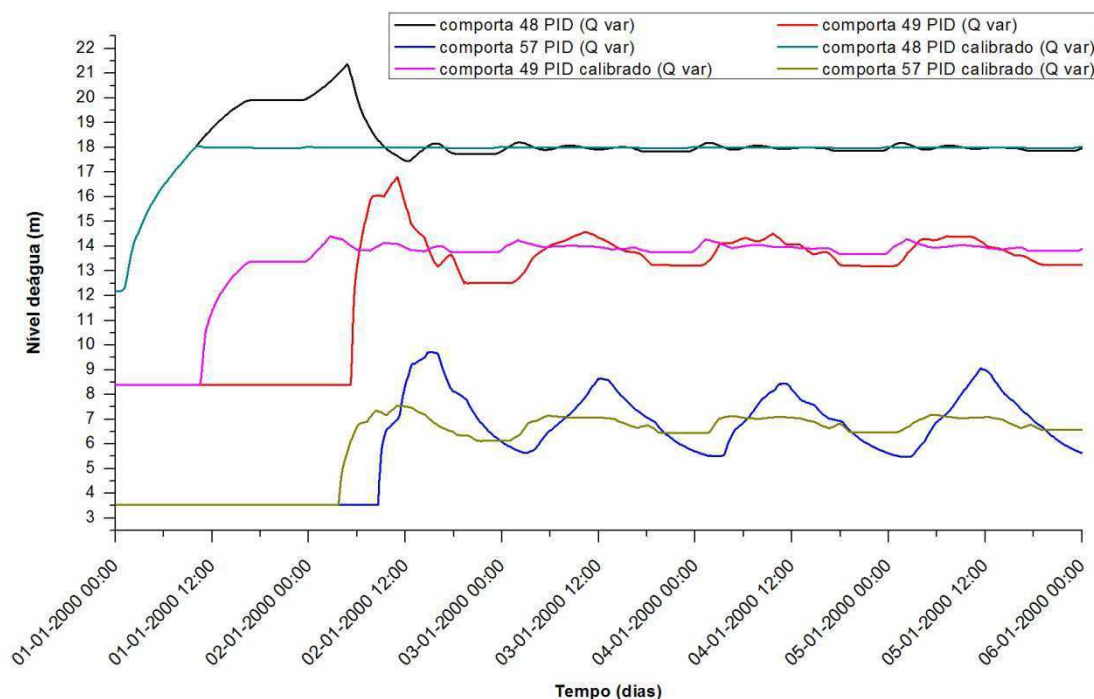


Figura 15 - Variação do nível de água imediatamente antes de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado

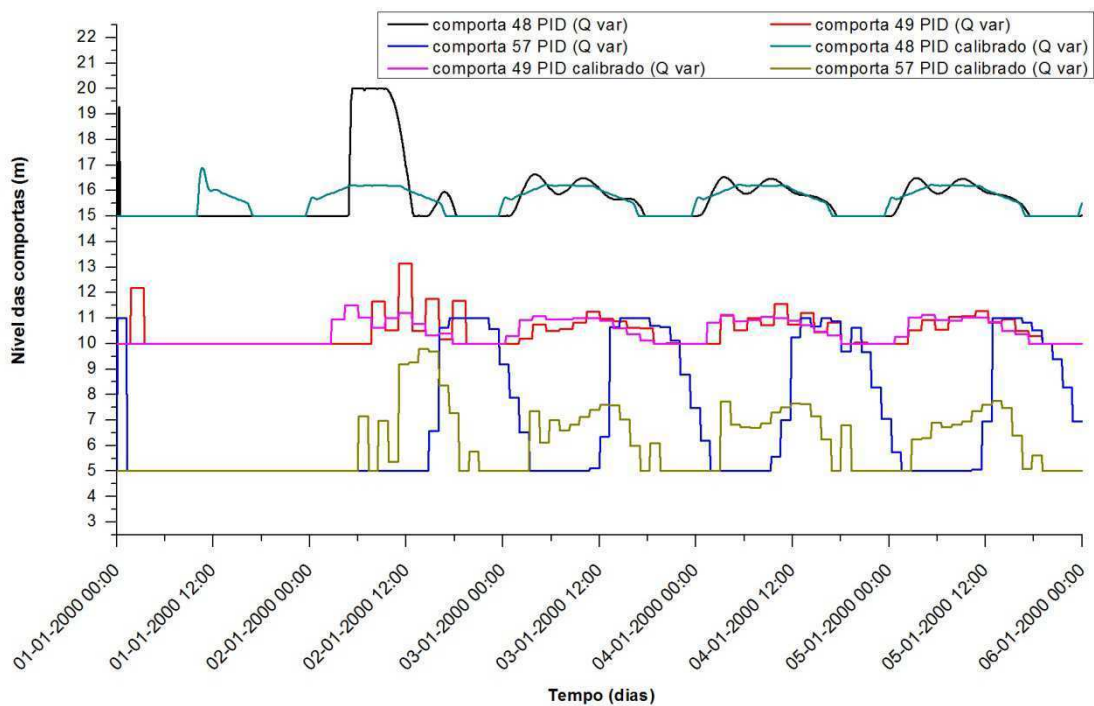


Figura 16 - Variação do nível de abertura de cada uma das comportas utilizando controlador PID e PID calibrado

3.1.2 Controlo de bombas utilizando a técnica de controlo PID disponível no programa SOBEK

Tal como no subcapítulo anterior, capítulo 3.1.1, este subcapítulo terá como objetivo demonstrar, através de um exemplo prático simplificado, como poderão ser controladas as bombas num circuito hidráulico, utilizando para este exemplo, a técnica de controlo PID.

Para este exemplo prático só será avaliada a metodologia de controlo PID, pois a forma como os controlos de estruturas hidráulicas são realizados para comportas, é análogo para as bombas. Por esta razão caso se tivesse feito uma comparação entre os controladores disponíveis no programa SOBEK, o resultado seria semelhante ao apresentado no subcapítulo anterior.

O exemplo prático tem por objetivo bombear a água de um reservatório localizado à cota 0 até outro localizado à cota 100, sendo de seguida a água encaminhada por gravidade até um terceiro reservatório localizado à cota 80. A grande particularidade deste exemplo prático é a seguinte: entre o segundo e o terceiro reservatório existe uma comporta que limita a passagem de água de um reservatório para o outro. Devido a este facto, o controlo da bomba terá de ser feito em sintonia com

as horas que a comporta referida anteriormente esta aberta, para que a bomba não funcione nas horas em que a água esta impedida de chegar ao seu destino final.

O exemplo prático construído no programa SOBEK, é composto por 3 reservatórios, 1 ponto de medição, 4 secções, 1 comporta, 1 bomba e 34 nós de cálculo, Figura 17. Na sua legenda assinalam-se os tipos de nós utilizados: é possível observar que os nós de fronteira são círculos de cor amarela, o nó de medição é o nó de cor vermelha, as secções transversais são representadas por nós de cor azul, a comporta é representada por um triângulo de cor verde, a bomba tem a cor laranja e os nós de cálculo são os círculos de cor branca.

Na Figura 18 está representada, o traçado em perfil do circuito hidráulico considerado neste exemplo.

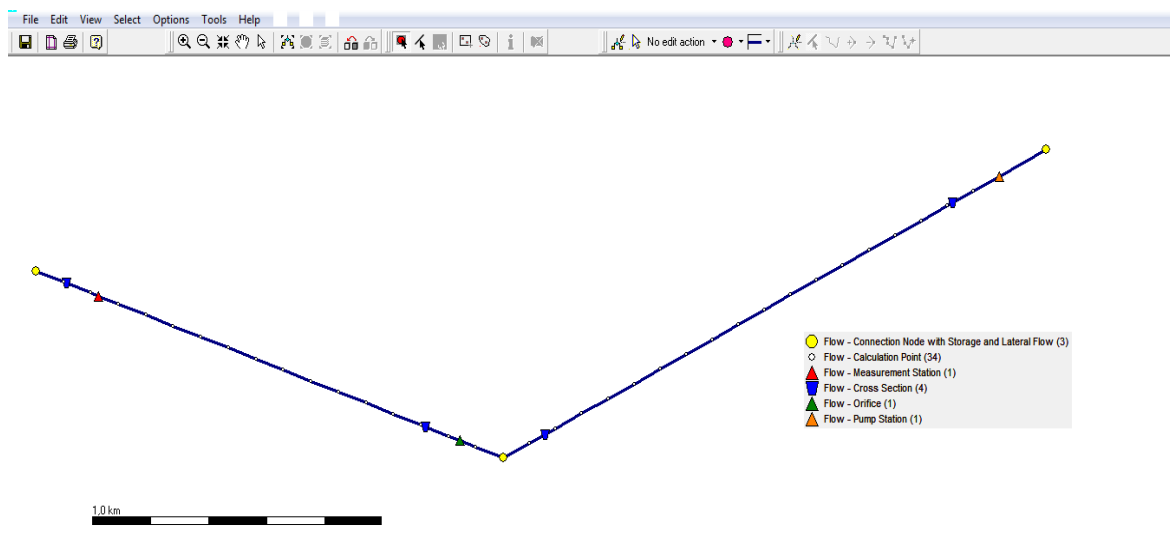


Figura 17 - Traçado em planta do exemplo de controlo de bombas

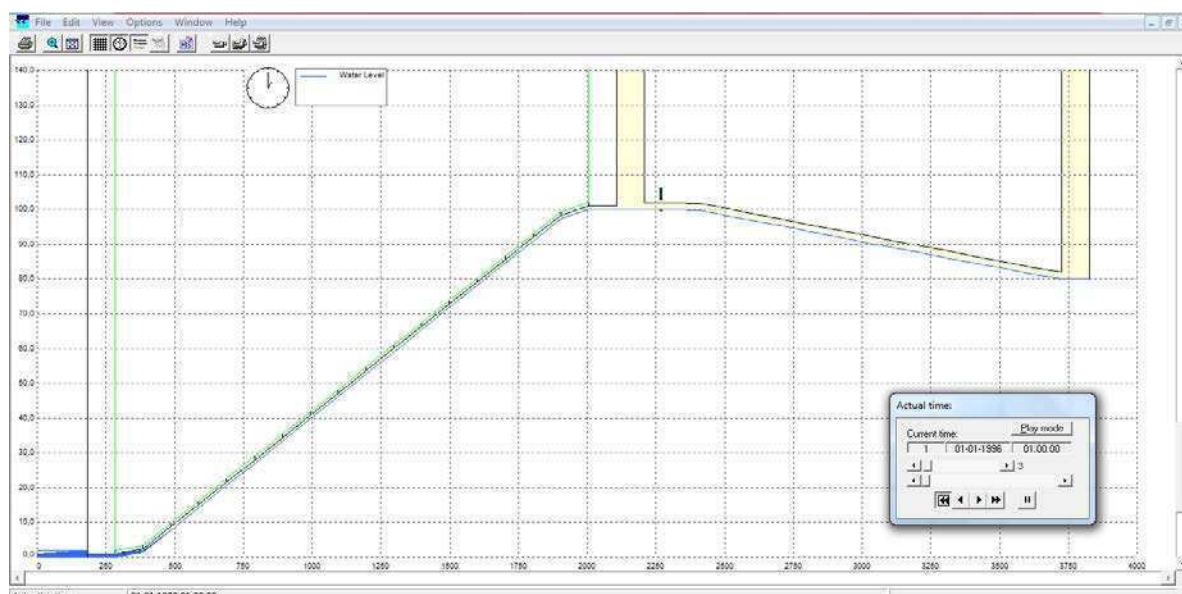


Figura 18 - Traçado em perfil do exemplo de controlo de bombas

Para que sejam melhor compreendidos os resultados do controlador PID, será importante apresentar as características consideradas neste exemplo (Tabelas 8 a 12).

Tabela 8 - Valores utilizados para os diversos reservatórios do exemplo prático

Reservatórios		
nº	Cota (m)	Área de armazenamento (m ²)
1	0	1E+23
2	100	5000
3	80	1E+07

Tabela 9 - Secções utilizadas para simular o traçado do exemplo prático

Secções							
nº	Tipo	Diâmetro (m)	Inclinação	Comprimento inferior (m)	Comprimento superior (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)
4	Circular	1	-	-	-	0	2
5	Circular	1	-	-	-	100	102
6	Trapézio	02 01	02 01	10	20	100	102
7	Trapézio	02 01	02 01	10	20	80	82

Tabela 10 - Propriedades da comporta

Orifícios				
nº	Largura (m)	Nível da crista (m)	Abertura inicial (m)	Controlo da abertura
8	4	100	3	Time

Tabela 11 - Propriedades da Bomba

Bomba				
nº	Capacidade de bombagem (m ³ /s)	Sucção ligada (m)	Sucção desligada (m)	Controlo da abertura
9	3	0,8	0,6	PID

Tabela 12 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores

Comporta -Time		
Data	Tempo	Abertura inicial (m)
01-01- 2000	01:00:00	2
01-01- 2000	04:00:00	0
01-01- 2000	08:00:00	1
01-01- 2000	10:00:00	0
01-01- 2000	18:00:00	3
02-01- 2000	15:00:00	1

Bomba -PID							
Setpoint (m ³ /s)	Capacidade inicial (m ³ /s)	Capacidade mínima (m ³ /s)	Capacidade máxima (m ³ /s)	Máxima variação por segundo (m ³ /s ²)	k proporcional	k integral	k diferencial
3	3	0	3	0,1	100	0	0

Através da Figura 19, é possível constatar que o controlador PID é condicionado pela lei de abertura de comporta fazendo com que a bomba não esteja constantemente a trabalhar quando a comporta está fechada.

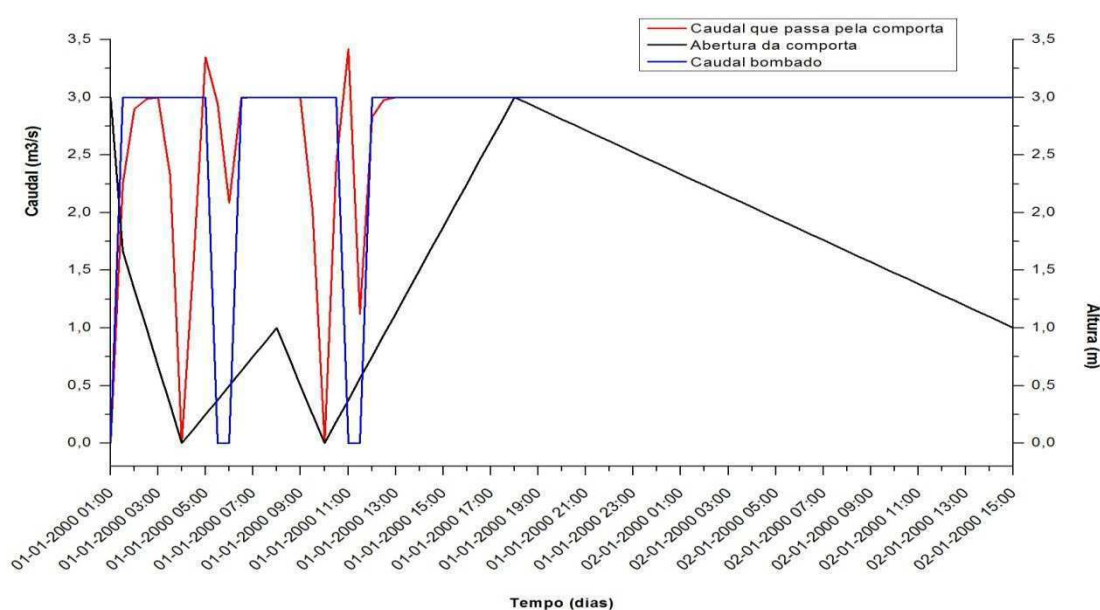


Figura 19 - Gráfico representativo do controlo PID realizado na bomba tendo em conta as variações na abertura da comporta

Neste exemplo prático é importante mencionar que o objetivo do controlador PID é bombear $3 \text{ m}^3/\text{s}$ da forma mais eficiente possível. Como já foi descrito anteriormente a jusante da bomba existe uma comporta que tem uma lei de variação própria descrita na Tabela 12, fazendo com que o controlador para funcionar da forma mais correta possível não bombeie água quando a comporta estiver fechada.

Não menos importante referir que é visível neste gráfico que o controlador não está calibrado. Esta conclusão é obtida do facto de, para o instante em que as comportas estão fechadas, as bombas ainda trabalham, ocorrendo um atraso no seu ciclo de paragem.

Para este exemplo prático não foi realizada a calibração do controlador PID, pois a calibração deste tipo de controladores já foi explicada e realizada para o subcapítulo anterior, Capítulo 3.1.1. Para além disso, tanto para comportas como para bombas, a calibração é feita do mesmo modo.

Para concluir é importante referenciar que esta metodologia visa apenas explicar como podem ser controladas bombas. Por esta razão apenas foi utilizado o controlador que melhor controla estruturas hidráulicas, o PID, sendo que para a calibração dos seus parâmetros, bastaria seguir uma metodologia análoga à realizada para as comportas.

Caso de estudo - Modelo hidráulico de unidade aquícola

4.1 Características gerais da unidade aquícola em estudo

Na presente dissertação, adotou-se como caso de estudo o *projeto aquícola de engorda de pregado*, Figura 20, da empresa ACUINOVA – Atividades de Piscicultura, S.A., localizada no distrito de Coimbra, concelho de Mira, na freguesia de Praia de Mira. Situada a sul da povoação de Praia de Mira, a cerca de 500 metros da linha de costa, ocupa uma área de 453.221,75 m², Figura 21. (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)

Neste projeto aquícola são rececionados, provenientes de Espanha alevins¹, com 10-20 g, procedendo-se à sua engorda ao longo de dois anos, até atingirem cerca de 2kg, tamanho comercial, transformando-se em pregado². A instalação aquícola, Figura 22, está equipada com uma fábrica de processamento do pescado onde se realiza o abate, a embalagem (inteiros) e a expedição para os circuitos de comercialização do pregado. Neste parágrafo, está descrito o circuito da produção aquícola de pregado, Figura 23. (Vieira, et al., 2008) (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)

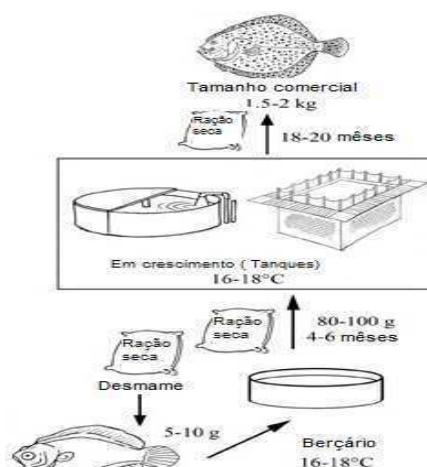


Figura 20 - Engorda de pregado, adaptado de (Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2011)

¹ Alevins são também conhecidos por turbot juvenile, e a sua cultura na Europa tem sido desenvolvida especialmente em Espanha e França. (Mediterranean Fisheries Research, Production and Training Institute, 2010)

² Pregado também conhecido como Psetta maxima, ou rodvalho, é uma espécie de peixe ósseo, com o corpo assimétrico, boca grande, olhos pequenos, sendo que o seu lado direito é cego. (Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2011)



Figura 21 - Localização da unidade aquícola (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)



Figura 22 - Instalação aquícola (Unibetão, 2011)

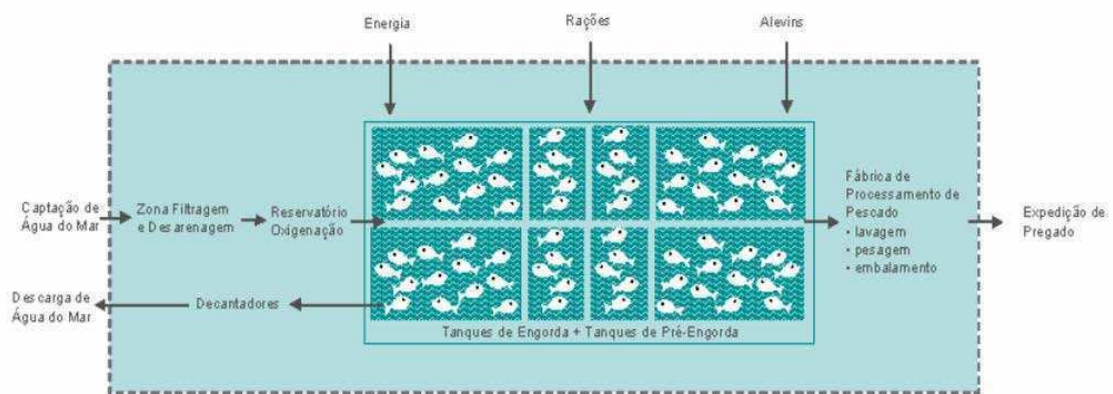


Figura 23 - Esquema de produção aquícola de pregado (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007) (Vieira, et al., 2008)

Em termos sucintos, e a nível hidráulico, a unidade aquícola é constituída pelos elementos apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Descrição sumaria das componentes da unidade aquícola, adaptado de (Vieira, et al., 2008) (Agência Portuguesa do Ambiente, 2007)

Tipo	Número	Dimensões	Observações
Conduatas de captação de água do mar	2	2840 m de extensão cada e 3 m de diâmetro	Atingindo a cota -14,00 e dimensionadas para caudal de cerca de $10,4\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$, permitindo a renovação da totalidade da água nos tanques em 1,5 h
Poços de captação e bombagem	2	27 m de diâmetro	Com 12 grupos hidropressores em cada poço
Sistemas de tratamento de água	2	-	Que é composto por filtração, desarenação e oxigenação
Redes de distribuição de água às linhas de tanques	2	-	Estando as conduatas na extremidade a jusante dotadas de chaminés de equilíbrio e de bocas de limpeza
Tanques de pré-engorda	480	$6,4\times 6,4\text{ m}^2$	-
Tanques de engorda	1248	$10,9\times 10,9\text{ m}^2$	-
Circuitos de descarga dos tanques	-	-	Que estão ligados a redes de drenagem subterrâneas
Decantadores	4	$75\times 50\times 3\text{ m}^3$	Dimensionados para um tempo de retenção hidráulica de 0,6 h e um caudal de $5,2\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
Emissários de descarga, da água utilizada no mar	2	1200 m de extensão cada e 2,7 m de diâmetro	Com restituição à cota -7,50, protegida por enrocamento com 6 m de altura
Reservatório e rede de água potável	-	-	Dimensionados para um caudal de $355\text{ m}^3/\text{dia}$

4.2 Construção do modelo hidráulico da unidade aquícola

Na construção do modelo hidráulico procurou-se reproduzir as principais infraestruturas hidráulicas da unidade aquícola, tendo o modelo sido construído com base em elementos do projeto da unidade aquícola.

Com base na planta, Anexo A, Figura 74, é observável que a unidade aquícola será constituída por dois circuitos independentes idênticos, construídos em fases distintas. Estes dois circuitos são idênticos, pois possuem características semelhantes de funcionamento, tanto a nível de circuito de captação, como de número de bombas disponíveis para distribuir a água para os vários tanques de engorda, no número de tanques e, ainda, no circuito de rejeição.

Também é importante referir que cada circuito é subdividido num circuito de captação, circuito de distribuição e circuito de rejeição, conforme a sua função na unidade aquícola.

Como os circuitos são idênticos só foi estudado em pormenor a fase 1 da unidade aquícola. Começando pelo circuito de captação da fase 1, Figura 75 e 76, é importante mencionar que este é composto por quatro trechos, sendo estes diferenciadas pelo tipo de material e ou função da obra hidráulica. Estes quatro trechos incluem: duas conduatas de PEAD, a obra de ligação, a conduata de betão e o poço de captação.

As duas condutas de PEAD de 2 metros de diâmetro, que captam a água do mar à cota -15 metros (NMM) de profundidade, a cerca de 3000 metros da costa. Estas condutas de PEAD serão posteriormente ligadas através de uma peça de ligação em PRFV, tendo esta peça como objetivo principal encaminhar a água das duas condutas de PEAD para a mesma conduta de betão. Por fim, a conduta de betão, com cerca de 1250 metros de comprimento e 3 metros de diâmetro, encaminha a água ao poço de captação da unidade aquícola, tendo este poço de captação 27 metros de diâmetro e cota da base inferior -12,3 metros (NMM).

As cotas do circuito de captação, são apresentadas em pormenor através de um corte, Anexo A, Figuras 75 e 76.

Na Figura 75 consta o perfil topográfico, do terreno, bem como das condutas de PEAD. Na Figura 76 representa-se o perfil topográfico, do terreno, bem como da conduta de betão, desde a obra de ligação até ao poço de captação.

Após estudo, em pormenor, do circuito de captação foi realizado idêntico estudo para o circuito de distribuição.

O circuito de distribuição, Figura 77, é composto pela estação de bombagem, circuito de oxigenação, condutas de distribuição e tanques de engorda e berçário. O circuito de distribuição é iniciado a partir da bombagem da água que se encontra no poço de captação. A água do mar é bombada utilizando-se um número máximo de 8 bombas. De seguida passa por um circuito de oxigenação, que tem por objetivo introduzir mais oxigénio na água, propiciando, desta forma, um crescimento mais rápido do peixe produzido nesta unidade aquícola. Após esta passagem a água do mar oxigenada é encaminhada para os diferentes tanques por condutas de distribuição, com 2,8 metros de diâmetro. Por fim, o circuito de distribuição termina com o encaminhamento da água utilizada nos tanques até ao poço de rejeição, através das condutas de recolha das águas provenientes dos referidos tanques.

Desde já, há que salientar que o circuito de oxigenação não vai ser estudado em pormenor devido ao facto de nesta dissertação só terem sido analisados problemas relacionados com a quantidade de água. Pela mesma razão, os tanques foram simplificados não ocorrendo a distinção entre os berçários e os tanques de engorda, tendo apenas sido tomado em conta, a área total dos tanques.

O circuito de rejeição, Figura 78, é composto inicialmente pelo poço de rejeição com dimensões semelhantes às do poço de captação, 27 metros de diâmetro e cota inferior do poço -10 metros. Por fim, o poço de rejeição está ligado a uma conduta de betão com cerca de 1225 metros de comprimento e 3 metros de diâmetro, que encaminha a água utilizada nos tanques até ao mar.

Após caracterização pormenorizada dos diversos circuitos hidráulicos da unidade aquícola procedeu-se à construção no programa SOBEK, do respetivo modelo da unidade aquícola.

O primeiro desafio na construção do modelo, foi a criação da rede geométrica à escala correta, bem como a localização de cada circuito hidráulico. Recorreu-se ao programa Google Earth (Google, 2005), com o intuito de localizar o traçado de cada circuito hidráulico, Figura 24, para posteriormente servir de mapa de base, no programa SOBEK.

Para a informação definida no Google Earth ser utilizada no programa SOBEK tem que se proceder à conversão das coordenadas originais para um sistema de coordenadas compatível com o programa SOBEK.

Para realizar a conversão das coordenadas geográficas para as coordenadas cartesianas aplicou-se a ferramenta de transformação kml2shponline (University of Arizona, 2010), tendo sido convertidas para o sistema de referência UTM, “Zona 29” (longitude de aproximadamente 8 graus e 5 minutos) e a opção Hemisfério Norte, Figura 25.

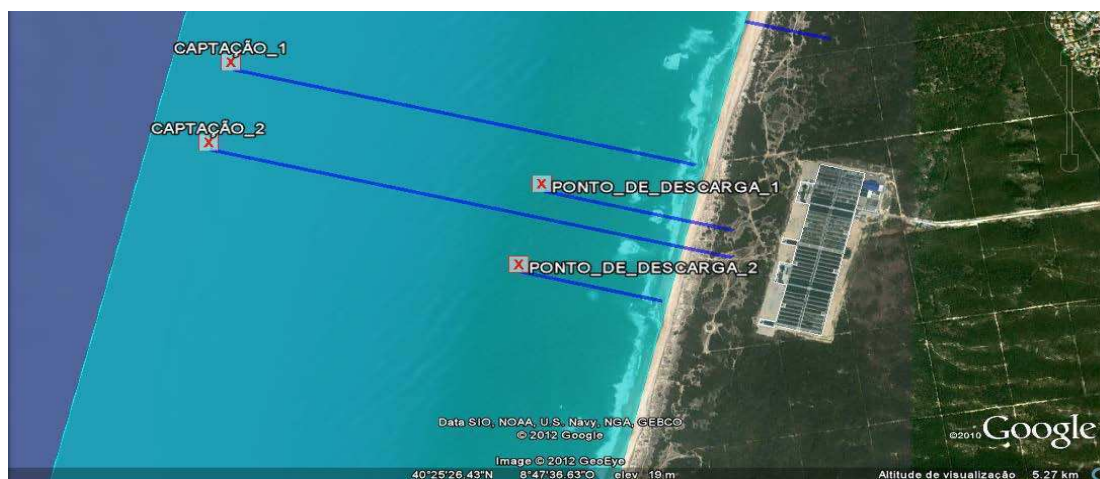


Figura 24 - Imagem Google Earth dos diversos circuitos hidráulicos da unidade aquícola

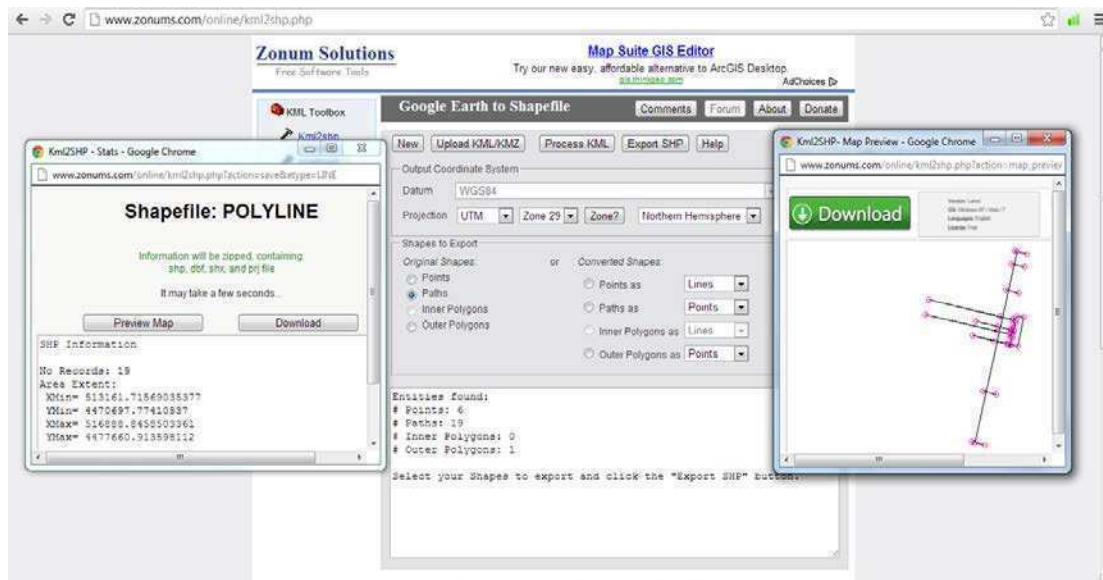


Figura 25 - Ferramenta de transformação kml2shp online

Após realização da etapa anteriormente descrita foi possível obter a imagem do traçado do circuito hidráulico à escala, no programa SOBEK.

O modelo construído é composto por quatro reservatórios, um ponto de medição, trinta secções transversais, uma comporta, oito bombas e trinta e oito nós de cálculo, três nós de fronteira e nove nós de ligação, Figura 26. Na Figura 27 está representado o traçado em perfil da unidade aquícola.

O modelo do circuito hidráulico foi construído com o objetivo de estudar problemas relacionados com quantidade de água, tendo sido adotadas algumas simplificações na sua construção. As simplificações mais relevantes na construção deste modelo ocorrem no circuito de distribuição, uma vez que não foram criados os circuitos secundários de alimentação dos tanques de engorda existentes na unidade aquícola, bem como as condutas secundárias de recolha de água dos tanques. O motivo pelo qual o circuito de distribuição não foi mais detalhado prende-se com o facto de a colocação dos diversos reservatórios não influenciar o modelo ao nível de quantidade de água. Daí, o facto de se optar pela utilização de dois grandes reservatórios que simulam a capacidade de armazenamento da água nos tanques de engorda.

Para um melhor esclarecimento da forma como foi construído o circuito hidráulico, este foi subdividido em três partes, circuito de captação, Figuras 28 e 29; circuito de distribuição, Figura 30; circuito de rejeição, Figura 31.

O circuito de captação foi criado utilizando-se dois nós de fronteira, dez secções transversais, quatro nós de ligação, um reservatório e dezasseis nós de cálculo. O circuito de distribuição é constituído por três nós de ligação, oito Bombas, uma comporta, um ponto de medição, dois reservatórios, dezasseis secções transversais, e dezoito nós de cálculo. O circuito de rejeição é formado por um reservatório, quatro secções transversais, dois nós de ligação, um nó de fronteira, e quatro nós de cálculo.

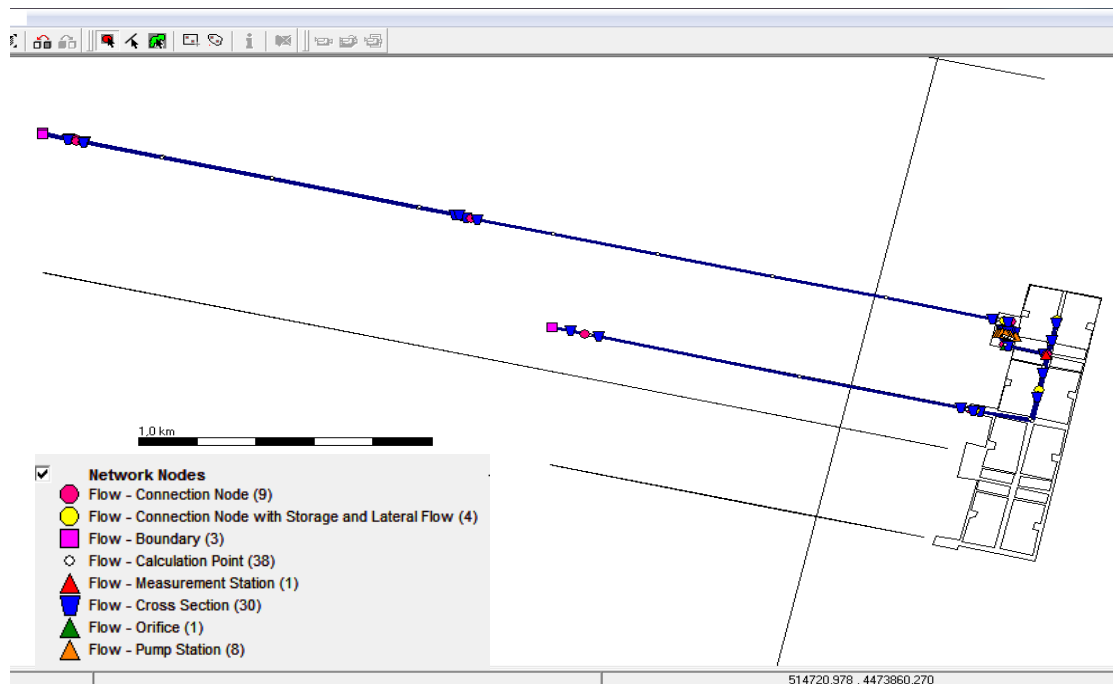


Figura 26 - Modelo da unidade aquícola, em planta, criado com base no software SOBEK

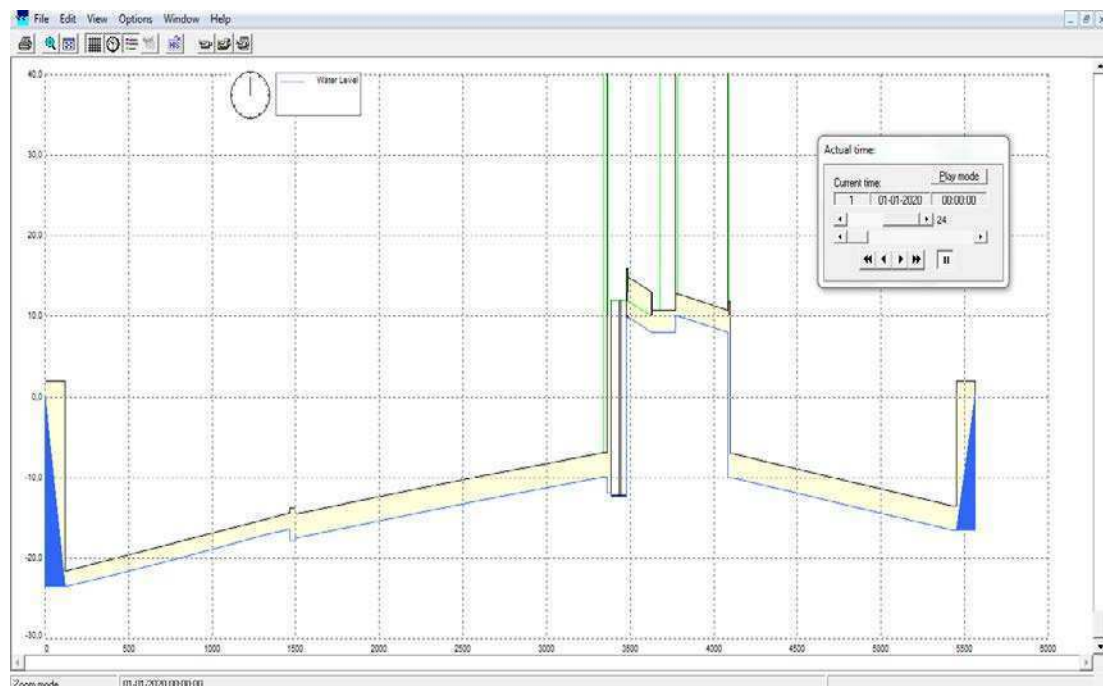


Figura 27 - Unidade aquícola, em corte, recriada com base no software hidráulico SOBEK

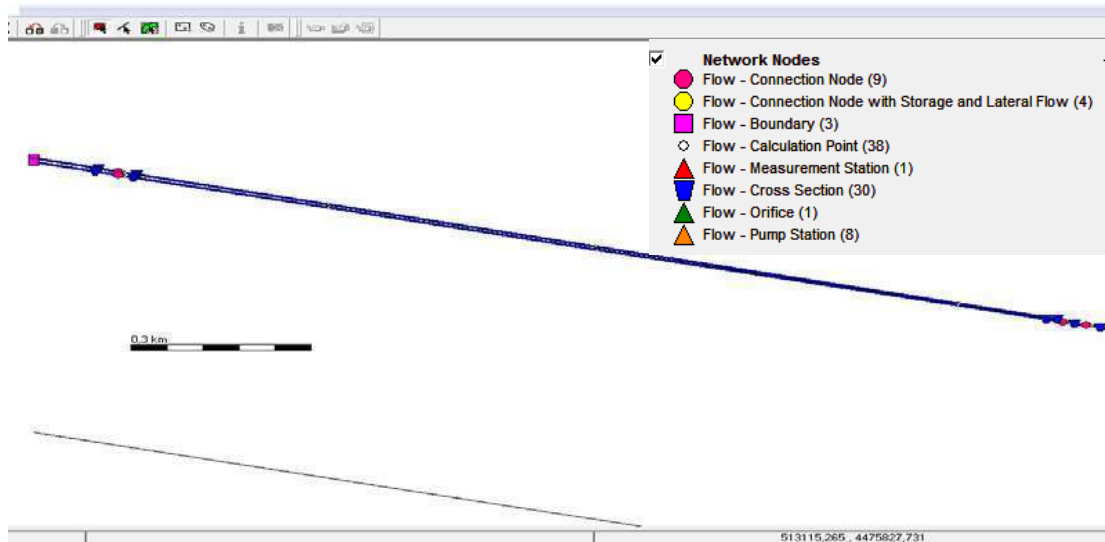


Figura 28 - Circuito de captação, desde o mar até à obra de ligação das 2 condutas de PEAD com a conduta de betão

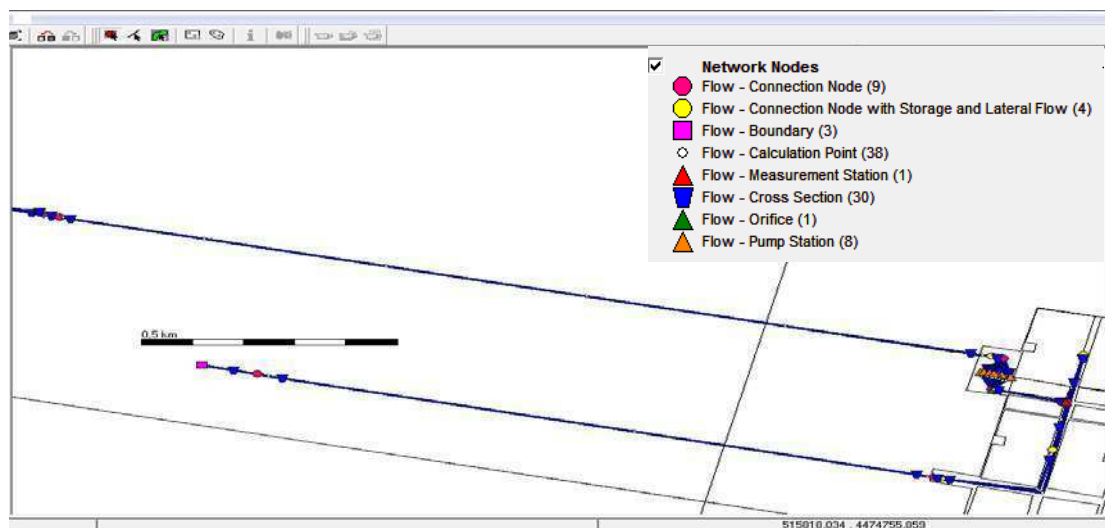


Figura 29 - Circuito de captação, desde a obra de ligação das 2 condutas de PEAD com a conduta de betão até ao poço de captação

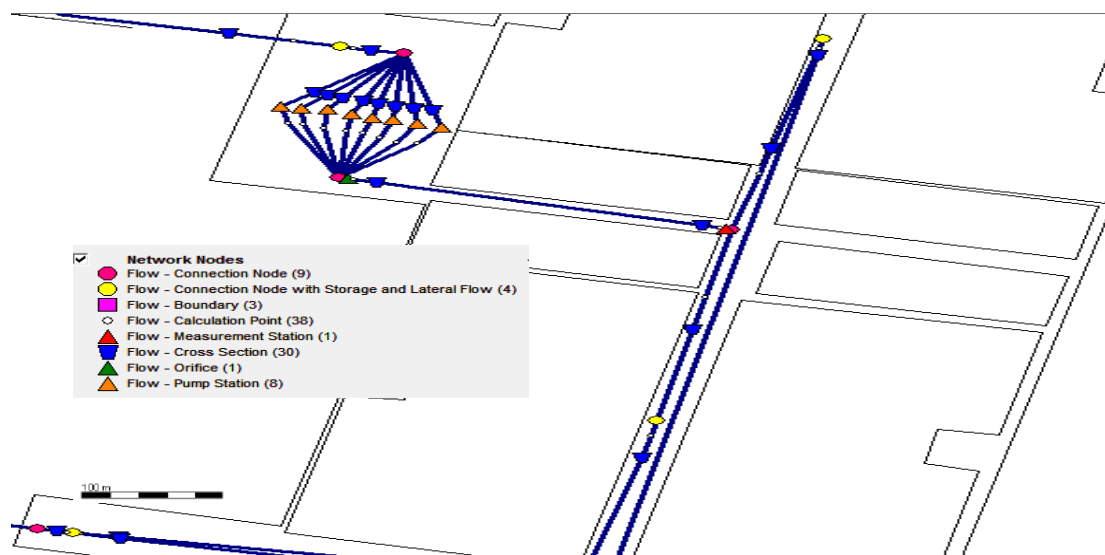


Figura 30 - Circuito de distribuição da unidade aquícola

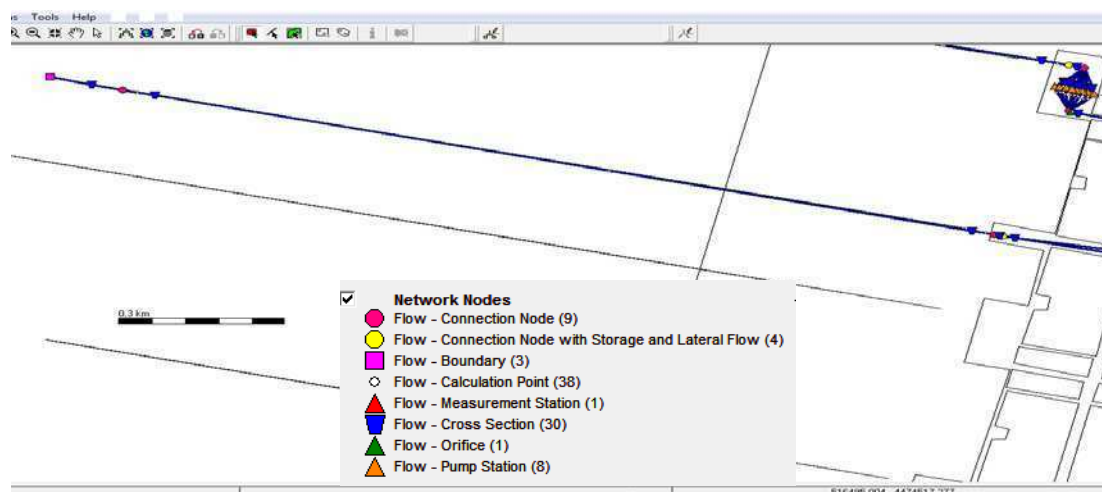


Figura 31 - Circuito de rejeição da unidade aquícola, desde o poço de rejeição até ao mar

Por fim serão apresentados, separadamente, para cada subdivisão do circuito hidráulico, as características, com o objetivo de facilitar a interpretação dos mesmos.

4.2.1 Circuito de captação

Para ser possível interpretar o circuito de captação desta unidade aquícola, serão discriminados os valores utilizados para: as condições de fronteira a montante (Tabela 14), o poço de captação (Tabela 15) e as secções transversais (Tabela 16).

Tabela 14 - Características das condições de fronteira do circuito de captação

Condições de fronteira a montante	Tipo de condição	Identificação do nó	Valor
	Nível de água	35 e 5	Variável em função do tempo

A condição de fronteira a montante, nível de água, é variável em função do tempo pois simula a variação do nível de maré ao longo do tempo, logo para cada simulação realizada este pode ter valores diferentes.

Relativamente ao valor do nível de água para as condições de fronteira, este reproduz a variação do nível da maré ao longo da simulação realizada. Esta variação ocorre de simulação para simulação devido à alteração temporal das simulações realizadas.

A descrição do reservatório de captação, (Tabela 15), tem como objetivo possibilitar a determinação do valor utilizado para a cota de fundo bem como para a área da secção transversal do reservatório.

Tabela 15 - Valores utilizados para o poço do circuito de captação

Reservatório de Captação		
Nº do nó	Cota de fundo - NMM (m)	Área transversal do poço (m ²)
11	-12,3	600

A descrição das secções transversais (Tabela 16) tem como objetivo apresentar ao leitor sua geometria bem como o valor utilizado para os parâmetros de rugosidade.

Tabela 16 - Valores utilizados para as secções transversais do circuito de captação

Secções						
nº	Tipo	Base (m)	Altura (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^(-1/3))
45	Retangular	500	25,54	-23,54	2	0,002
46	Retangular	500	25,54	-23,54	2	0,002
nº	Tipo	Material	Diâmetro (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^(-1/3))
76	Circular	PEAD	2	-23,54	21,54	Variável
77	Circular	PEAD	2	-23,54	21,54	Variável
73	Circular	PEAD	2	-16,4	-14,4	Variável
78	Circular	PEAD	2	-16,4	-14,4	Variável
nº	Tipo	Base (m)	Altura (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^(-1/3))
14	Retangular	3	4,15	-17,89	-13,74	Variável
nº	Tipo	Material	Diâmetro (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^(-1/3))
15	Circular	Betão	3	-17,44	-14,44	Variável
16	Circular	Betão	3	-9,86	-6,86	Variável
nº	Tipo	Base (m)	Altura (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^(-1/3))
2	Retangular	27	22,3	-12,3	10	Variável

As secções retangulares 45 e 46 têm por objetivo introduzir dois trechos fictícios para auxiliar a introdução das condições de fronteira. Nestes dois pontos a base do canal tem um valor de 500 metros com o objetivo de não criar obstrução nem perdas de carga, à passagem da água. Da mesma forma o coeficiente de Manning apresenta um valor de forma a não se introduzir perdas de carga no sistema.

A secção 14 representa o nó de ligação das duas condutas de PEAD com a conduta de betão e a secção 2 representa o poço de captação, tornando-o desta forma visível no traçado em corte do modelo.

Para todas as secções, à exceção da secção 45 e 46, o coeficiente de Manning é definido de forma individual em cada uma das simulações realizadas.

4.2.2 Circuito de Distribuição

Para o circuito de distribuição serão discriminados os valores utilizados para: as bombas da unidade aquícola (Tabela 17), os tanques de engorda (Tabela 18), as secções transversais (Tabela 19) e a comporta (Tabela 20) possibilitando desta forma uma análise detalhada de todo o circuito.

Tabela 17 - Características das bombas do circuito de distribuição

Bombas				
nº	Capacidade de bombagem (m³/s)	Sucção ligada (m)	Sucção desligada (m)	Controlo da abertura
9,24,25,23, 20,26,21,8	Variável	-6	-8	Variável

O circuito de distribuição da unidade aquícola inicia-se com a bombagem da água do mar através de um grupo de 8 bombas, podendo estas estar ou não todas a funcionar, bem como serem controladas de forma diferente, de simulação para simulação.

Tabela 18 - Características dos tanques de engorda do circuito de distribuição

Reservatórios de Piscícolas		
Nº do nó	Cota de fundo (m)	Área transversal (m²)
39 e 3	8	133875

Os 2 reservatórios que simulam os tanques de engorda, nós 39 e 3, têm ambos a mesma área de armazenamento bem como a mesma cota de fundo, já que estes têm como objetivo simular um circuito de distribuição da água em paralelo agrupando desta forma todos os tanques da unidade aquícola.

Tabela 19 - Valores utilizados para as secções transversais do circuito de distribuição

Secções						
n°	Tipo	Material	Diâmetro (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mm] ($s \cdot m^{-1/3}$)
10	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
12	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
19	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
27	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
28	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
29	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
30	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002
31	Circular	PEAD	0,06	-12,3	12	0,002

n°	Tipo	Base (m)	Altura (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mm] ($s \cdot m^{-1/3}$)
1	Retangular	20	5	10	12	0,008
4	Retangular	20	5	8	10	0,008

n°	Tipo	Material	Diâmetro (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mm] ($s \cdot m^{-1/3}$)
51	Circular	PEAD	2,8	8	10,8	0,008
63	Circular	PEAD	2,8	10	12,8	0,008
62	Circular	PEAD	2,8	8	10,8	0,008
50	Circular	PEAD	2,8	8	10,8	0,008
53	Circular	PEAD	2,8	10	12,8	0,008
58	Circular	PEAD	2,8	8	10,8	0,008

Para as secções do circuito de distribuição é de salientar que as secções 12,19 e 27 até 31 são circulares com um diâmetro de 60 centímetros. A verdade é que estas secções representam as condutas fictícias, sob pressão, que levam a água desde o poço de captação até as bombas, e o coeficiente de Manning utilizado é muito pequeno, para que nestas condutas ocorram perdas de carga nulas.

Nas restantes secções o coeficiente de Manning utilizado foi o da rugosidade teórica obtido por catálogos técnicos para o material PEAD.

Tabela 20 - Características da comporta do circuito de distribuição

Orifício				
n°	Largura (m)	Nível da crista (m)	Abertura inicial (m)	Controlo da abertura
38	4	10	3	Variável

A comporta existente neste circuito só será utilizada numa das simulações realizadas, subcapítulo 5.5.2, com o objetivo de simular uma lei de variação de caudal. Para este subcapítulo o controlo de abertura é variável ao longo do espaço temporal da simulação.

4.2.3 Circuito de Rejeição

Relativamente ao circuito de rejeição (Tabelas 21, 22 e 23), tendo em conta que as secções transversais, a condição de fronteira e o reservatório, são idênticos aos utilizados no circuito de captação apenas são apresentadas as características de cada um deles não sendo necessária a realização de uma análise detalhada.

Tabela 21 - Características das secções transversais do circuito de rejeição

Secções						
nº	Tipo	Base (m)	Altura (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^{-1/3})
82	Retangular	27	22,3	-10	10	Variável
nº	Tipo	Material	Diâmetro (m)	Nível inferior (m)	Nível superior (m)	Manning[mn] (s·m ^{-1/3})
69	Circular	Betão	3	-17,44	-14,44	Variável
70	Circular	Betão	3	-9,86	-6,86	Variável

Tabela 22 - Condição de fronteira do circuito de rejeição

Condição de fronteira inicial	Tipo de condição	Identificação do nó	Valor
	Nível de água	68	Variável em função do tempo

Tabela 23 - Reservatório do circuito de rejeição

Reservatório de Rejeição		
Nº do nó	Cota de fundo (m)	Área de armazenamento (m ²)
11	-10	600

Análise e discussão dos resultados

5.1 Aspetos gerais

Foram obtidos nesta dissertação os seguintes resultados principais: (i) resultados de níveis de maré, (ii) de rendimento das bombas, (iii) da análise da influência das incrustações, (iv) da análise do funcionamento das bombas para alterações no tarifário energético e no caudal.

Nas simulações realizadas com o modelo hidráulico foram utilizados dados de caudal, nível de água no poço de captação, número de bombas, potência das bombas, bem como, dados geométricos obtidos a partir das plantas relativas à unidade aquícola. A série de registos utilizada está compreendida entre abril de 2010 e junho de 2011, com um intervalo temporal de uma hora.

5.2 Previsão do nível de maré para a praia de Mira

A previsão do nível de maré para a praia de Mira foi realizada com o objetivo de poder ser determinada a melhor aproximação para o nível de maré, no local onde a unidade aquícola se encontra situada, para qualquer instante da série de registos utilizada neste trabalho.

Foram consideradas as seguintes etapas:

- Determinação do modelo de previsão que melhor se aproxima dos valores de preia-mar e baixa-mar e consequente escolha da lei de variação da maré.
- Comparação do modelo de previsão escolhido através da etapa anterior com o nível de água no poço de captação da unidade aquícola, para os instantes em que as bombas não estão a funcionar.

Salienta-se que, as comparações entre o nível de água no poço de captação e a lei de variação de maré escolhida, só podem ser realizadas diretamente usando o mesmo referencial, desta forma os valores do nível da maré foram acrescidos de 12,3 unidades para assim poderem ser comparados diretamente com os níveis de água no poço de captação. De referir ainda que estas comparações só podem ser feitas quando as bombas no referido poço, não estiverem a funcionar pois apenas nestas condições, não existem perdas de carga significativas nas condutas de captação e a variação no nível de água do poço é idêntica à variação do nível do mar.

Na Figura 32 são comparados os resultados dos modelos de previsão da maré para Aveiro e Figueira da Foz, obtidos a partir do programa de pré-processamento *Delft Dashboard* (Delft Dashboard , 2010), com as medições do nível de maré do Instituto Hidrográfico, em Aveiro, Leixões e Figueira da Foz, nos instantes de preia-mar e baixa-mar.

As séries utilizadas na análise estão compreendidas entre abril de 2010 e junho de 2011, e são apresentadas na Figura 33. Nas Figuras 34 a 38 são apresentados os níveis de água no poço de captação e as respetivas leis de variação utilizadas.

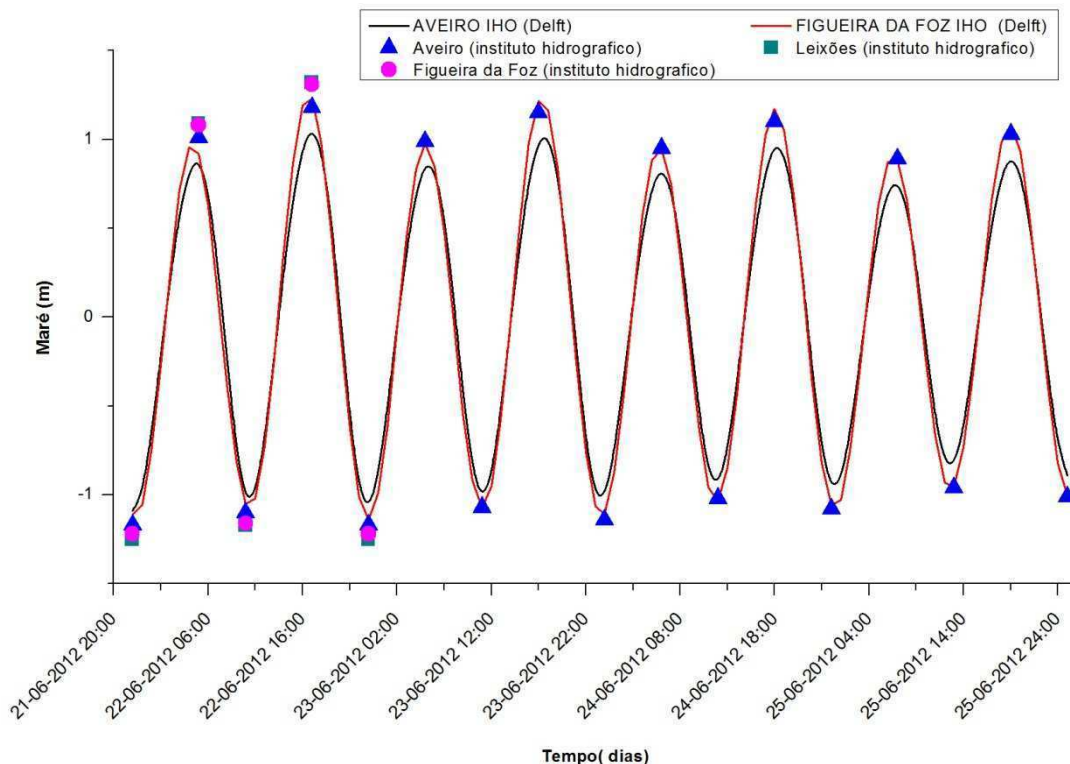


Figura 32 - Modelo de previsão da agitação marítima com melhor aproximação aos valores de preia-mar e baixa-mar

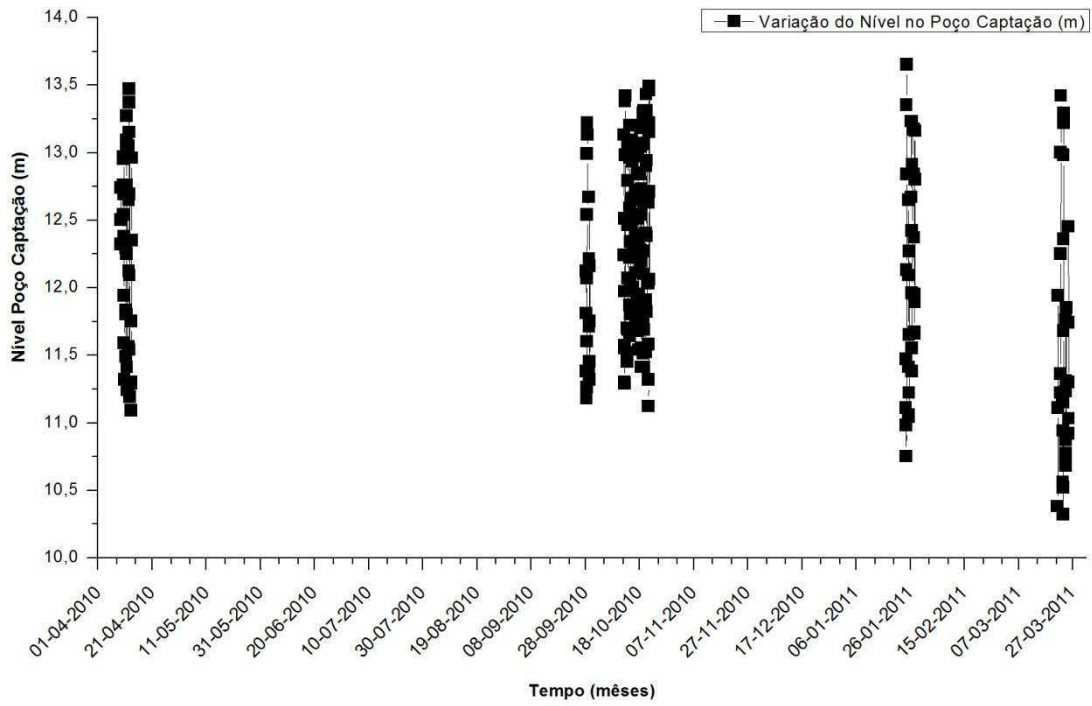


Figura 33 - Variação do nível de água no poço de captação quando as bombas não estão a funcionar

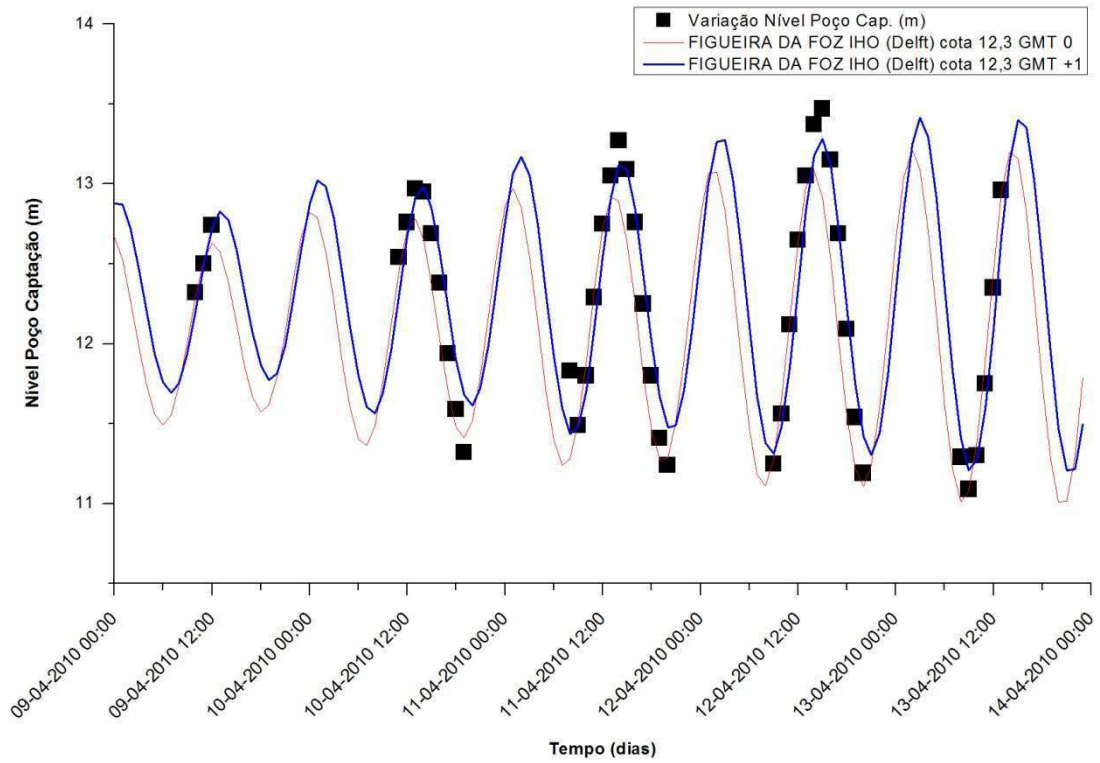


Figura 34 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 1

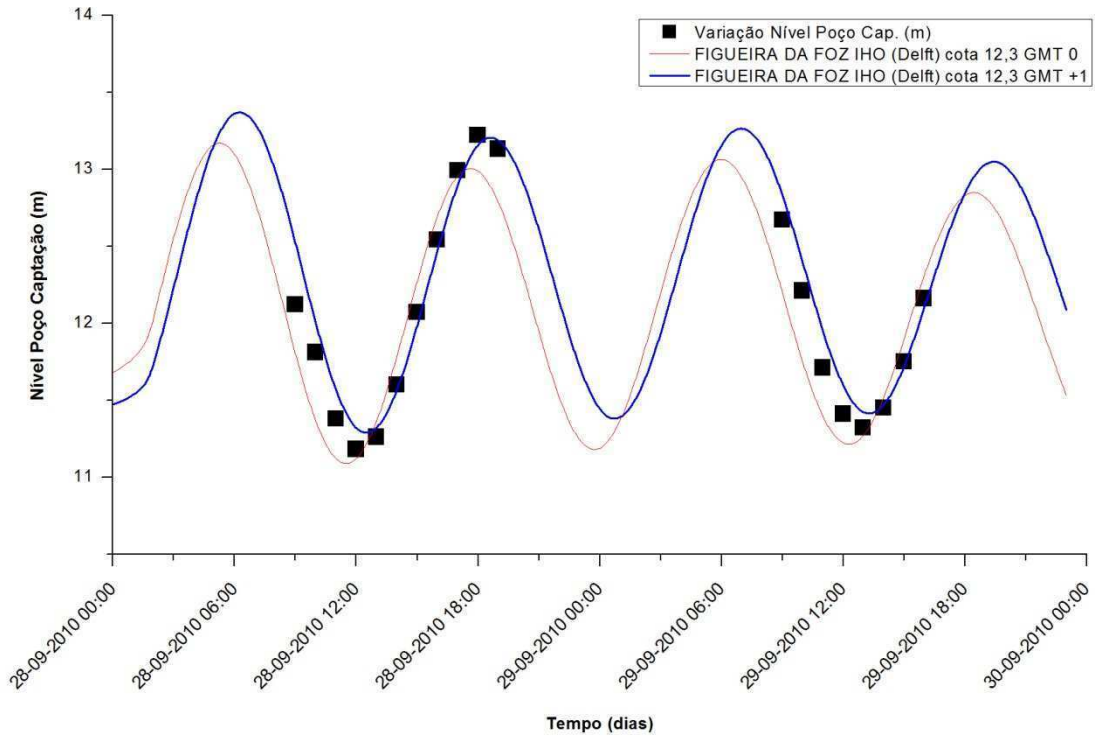


Figura 35 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno, série 2

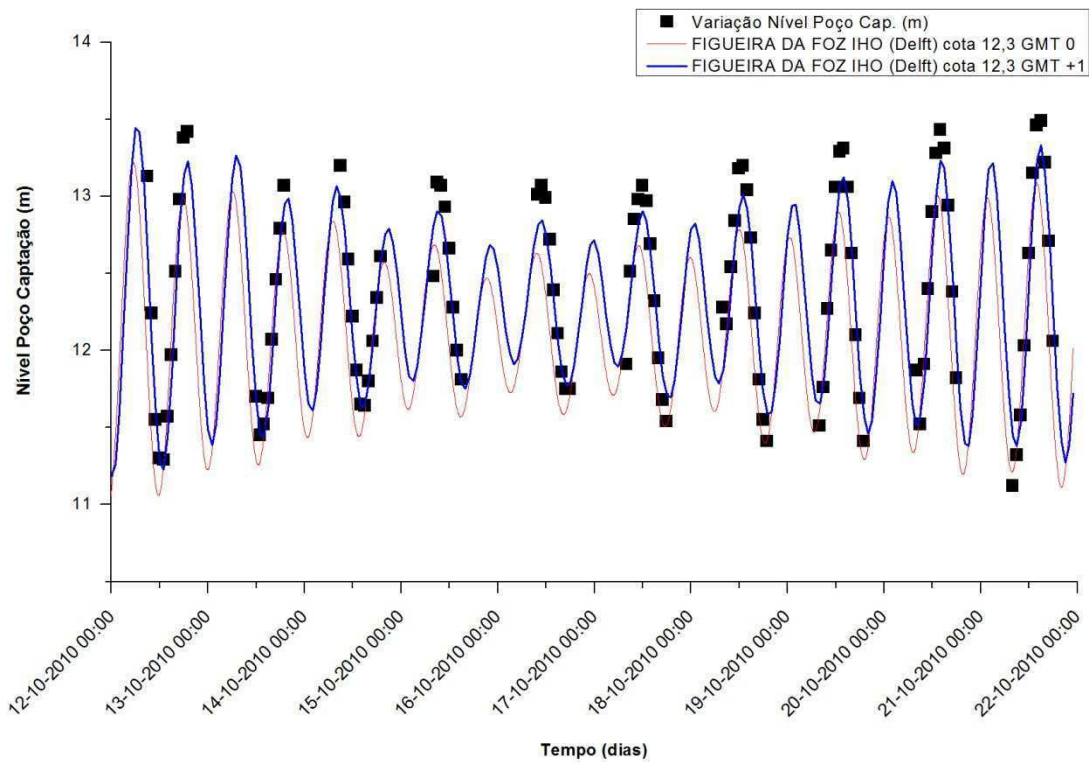


Figura 36 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno, série 3

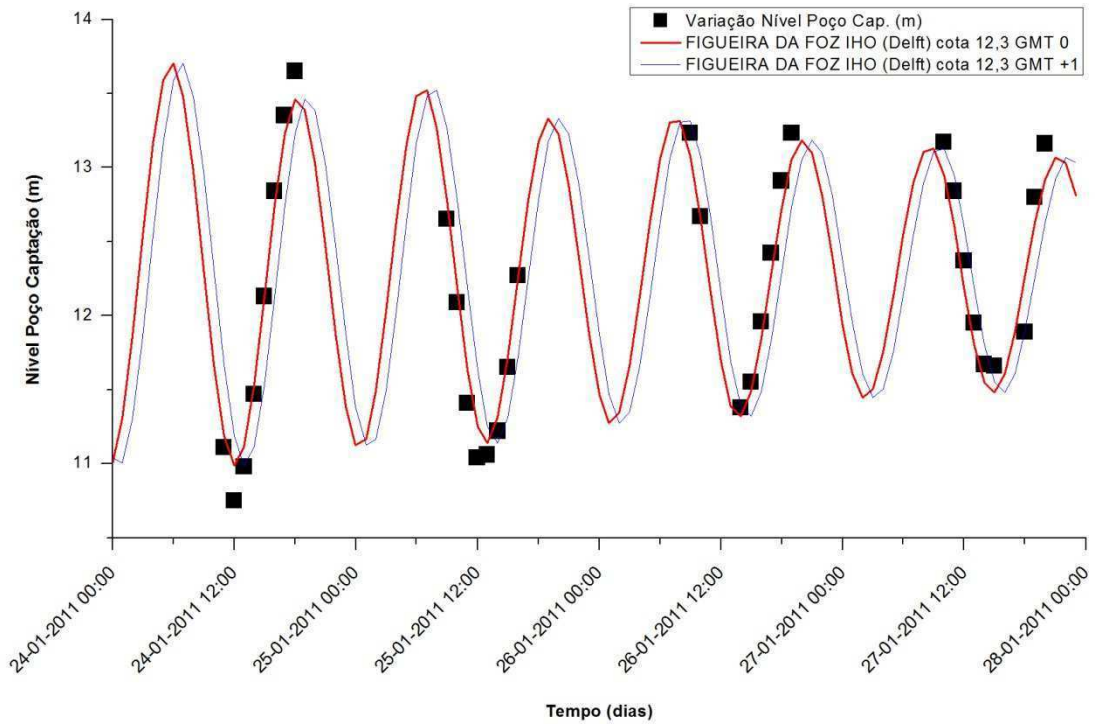


Figura 37 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 4

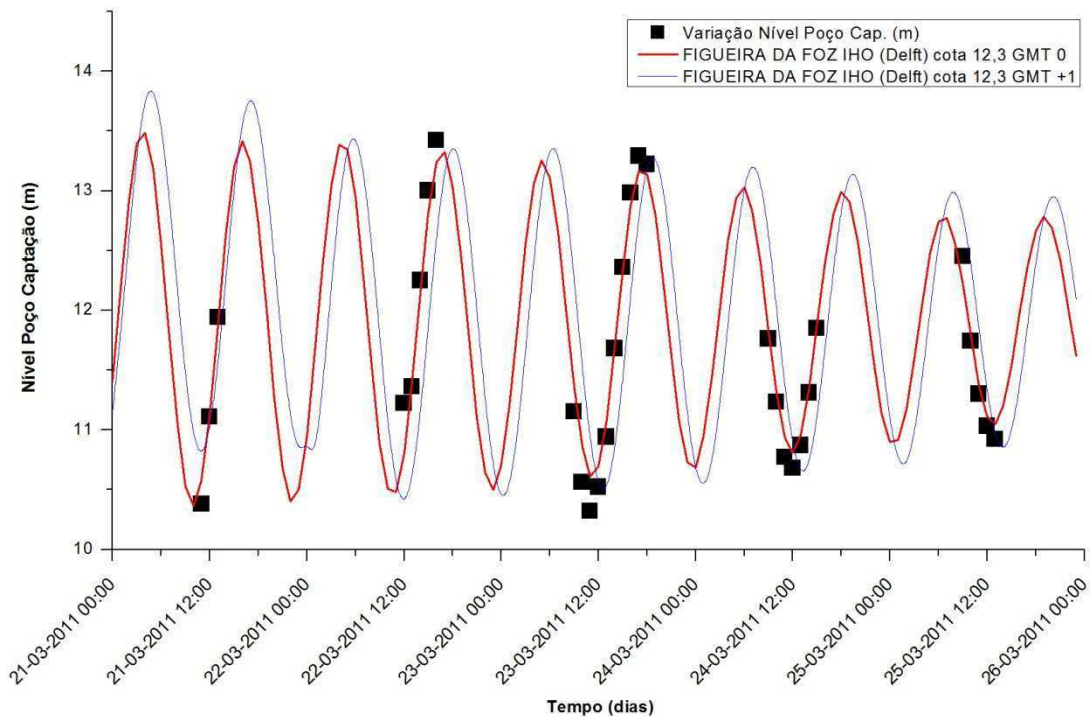


Figura 38 - Comparação dos níveis medidos no poço de captação com a lei de variação da maré para horário de verão e de inverno,série 5

O modelo de previsão da Figueira da Foz é aquele que, como observável na Figura 32, mais se aproxima dos valores de preia-mar e baixa-mar. Este foi o modelo utilizado na comparação com os níveis de água medidos no poço de captação da unidade aquícola.

Quando as bombas não estão a funcionar é visível que, segundo a Figura 33, o nível de água no poço de captação varia entre 13,65 e 10,36 metros. Tal variação acontece devido à variação do nível da maré.

Antes de ser feita uma análise das Figuras 34 a 38 tem que ser explicado que os valores do nível de água no poço de captação levam em linha de conta as mudanças horárias de horário de inverno e verão, e que, o programa *Delft Dashboard* utiliza, em todo o seu modelo, o fuso GMT +0. Logo, será importante aludir, que as mudanças horárias entre abril de 2010 e junho de 2011 ocorrem a 31 de outubro de 2010 e a 27 de março de 2011.

Nas Figuras 34,35 e 36, as séries de resultados foram obtidas antes de 31 de outubro de 2010, logo antes da mudança para horário de inverno. Tal implica que com que a lei de variação da maré, tenha melhores aproximações aos valores do nível do poço de captação para GMT +1. Para as Figuras 37 e 38, as séries de resultados foram obtidas entre de 31 de outubro de 2010 e 27 de março de 2011. Por se referirem ao horário de inverno, tal implica que a lei de variação da maré tenha melhores aproximações aos valores do nível do poço de captação para GMT +0.

Para todas as séries de resultados, Figuras 34 a 38, é observável que a lei de variação do nível de maré escolhida está bem ajustada aos valores do nível de água no poço de captação, embora para os valores de pico dos níveis no poço, a lei escolhida apresente uma aproximação por defeito.

5.3 Estudo do rendimento das bombas

A análise do funcionamento da unidade aquícola em estudo, iniciou-se com a realização de um estudo da eficiência das bombas existentes na unidade aquícola.

É importante referir que toda a água utilizada para a produção piscícola é proveniente do mar, e a mesma tem que passar pelo sistema de bombagem, localizado

no poço de captação, para posteriormente ser elevada para os tanques de engorda. Como tal, o funcionamento das bombas é importante a nível de custos de operação, pois quanto maior o rendimento das bombas menor o custo da operação.

Neste estudo do rendimento das bombas foram utilizados os dados já anteriormente referidos no Capítulo 5.1, do número de bombas e da potência das bombas, com um intervalo temporal de uma hora entre abril de 2010 e junho de 2011. A potência instalada de cada bomba é de 250 kW (ipac, 2005).

Na Figura 39, são comparados a potência instalada por bomba com a potência bombada por bomba ao longo de mais de um ano. Posteriormente, a potência bombada foi dividida pela potência instalada, para toda a amostragem em estudo, e o resultado foi apresentado em percentagem, dando origem ao rendimento por bomba, Figura 40.

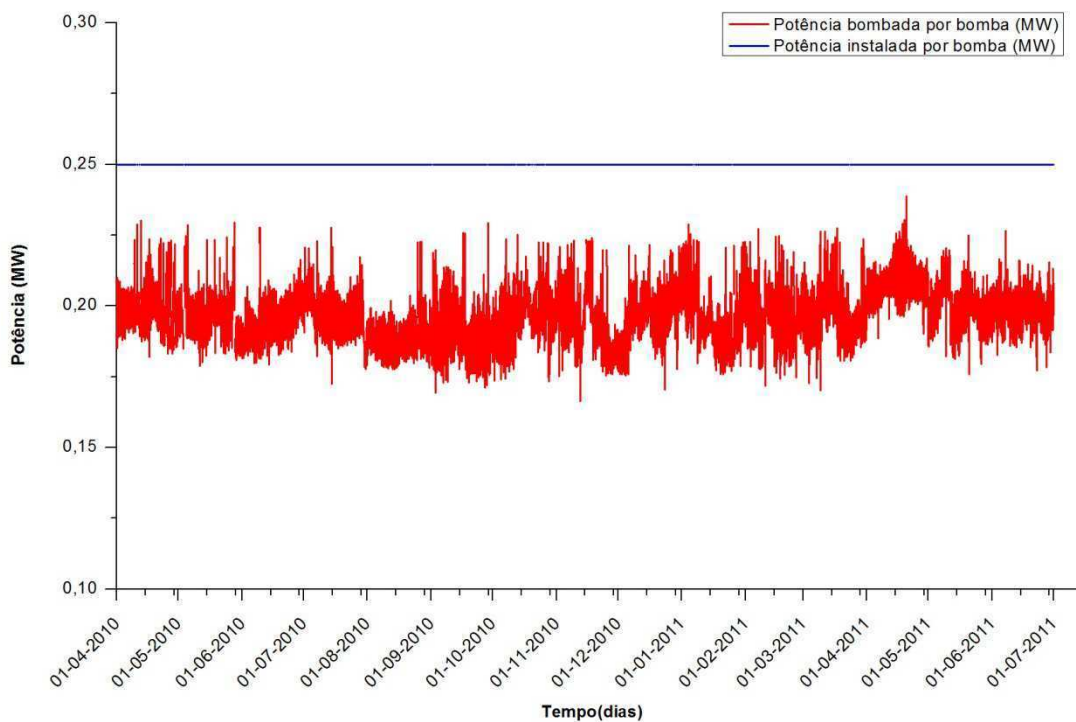


Figura 39 - Comparação da potência instalada com a potência bombada, por bomba, para o período em estudo

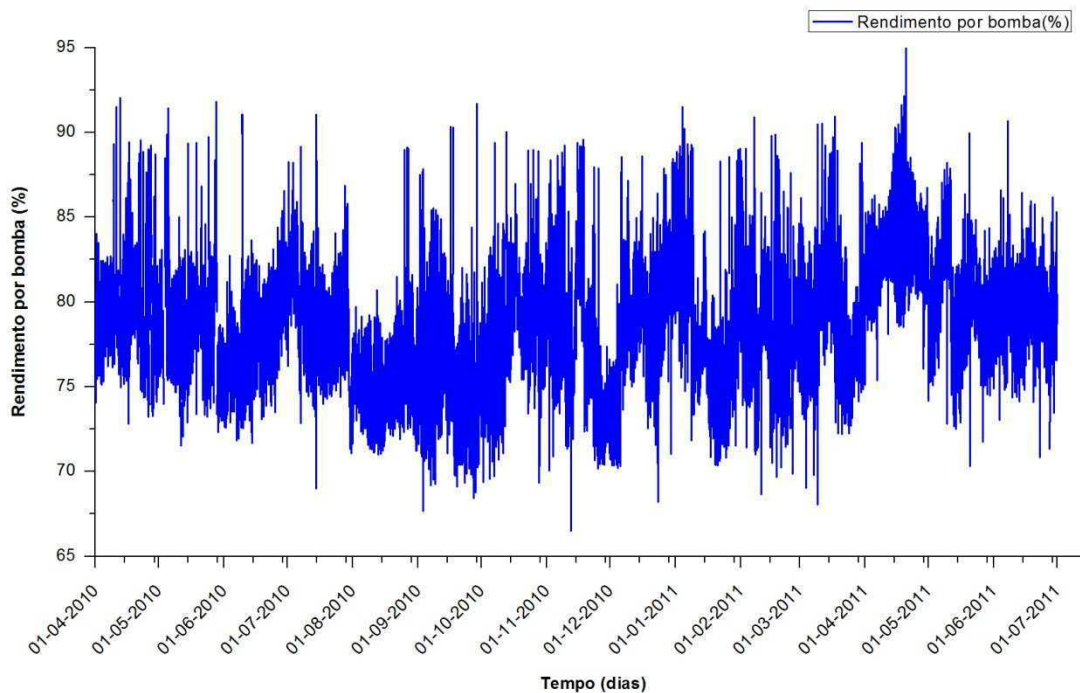


Figura 40 - Rendimento por bomba ao longo da amostragem em estudo

Na Figura 39 é observável que a potência instalada para cada uma das bombas, ao longo do tempo, é sempre a mesma, 250 kW, e que a potência bombada, por cada bomba, varia ao longo do tempo para a série de valores de mais de um ano. Esta variação da potência está diretamente relacionada com as condições iniciais do sistema, neste caso, diretamente relacionada com a variação do nível de maré, que como não é constante, origina uma variação na potência de cada bomba.

Sabendo que o rendimento por bomba foi obtido através da divisão da potência bombada pela potência instalada. É com base neste facto que a variação do rendimento ao longo do tempo, Figura 40, está também condicionada pela variação do nível de maré. Este fenómeno, vai ser objeto de estudo no próximo subcapítulo, para poder ser avaliada a forma como o rendimento é dependente da variação do nível de maré.

5.3.1 Estudo da variação do rendimento em função do nível de maré

O objetivo do estudo da variação do rendimento em função do nível de maré prende-se com o facto de ser perceptível, que tanto o rendimento como o nível da maré serem funções sinusoidais, logo pode ser dito que existe dependência entre ambos.

Para o estudo da variação do rendimento em função do nível de maré foi inicialmente feita uma análise estatística da frequência com que ocorre um determinado valor de rendimento e de nível de água no poço de captação, Figura 41.

Após a análise estatística foram comparados os valores do nível do poço de captação ao longo do período analisado com o rendimento por bomba para o mesmo período de tempo, Figura 42. Para melhor interpretação dos resultados a comparação anterior foi feita com um espaço temporal mensal, Figura 43 e Anexo B, Figuras 79 a 92.

Para finalizar este estudo, foi realizada uma comparação direta, entre o valor do nível de água no poço de captação e o rendimento a que está associado esse nível de água, Figura 44.

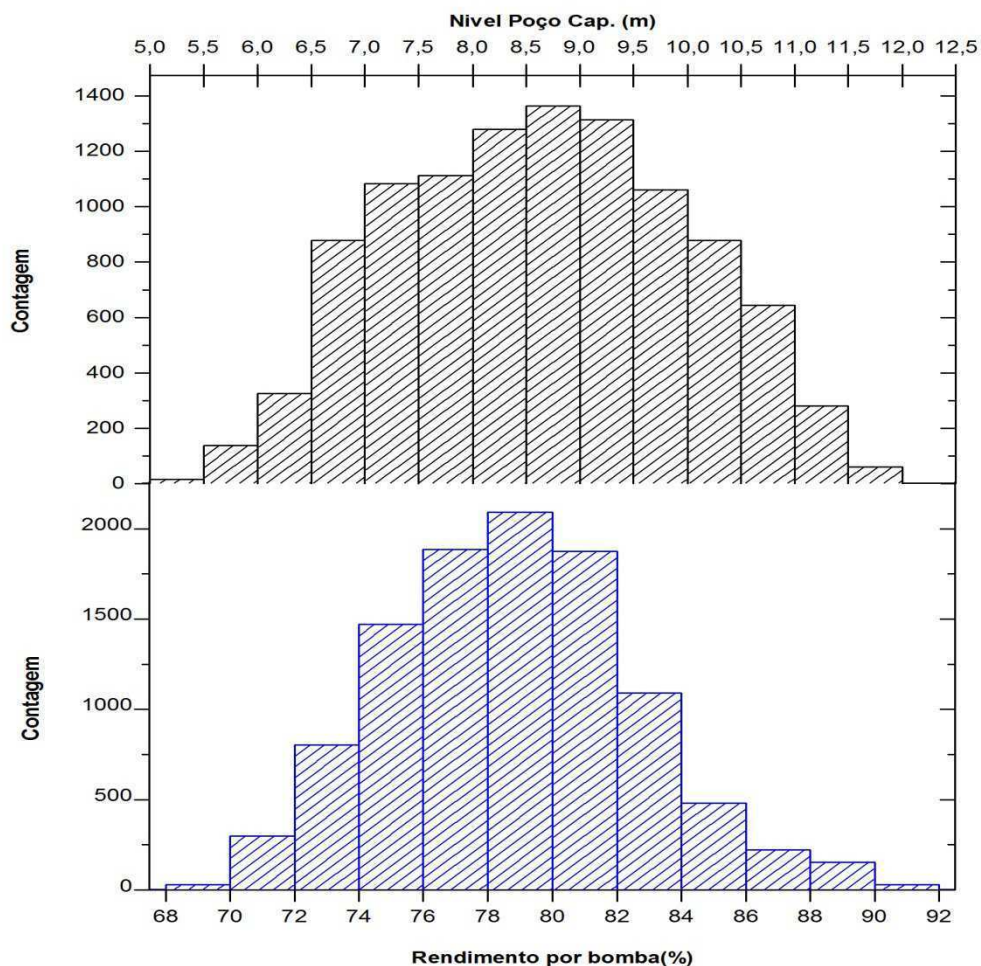


Figura 41 - Análise estatística realizada ao rendimento e ao nível de água no poço de captação

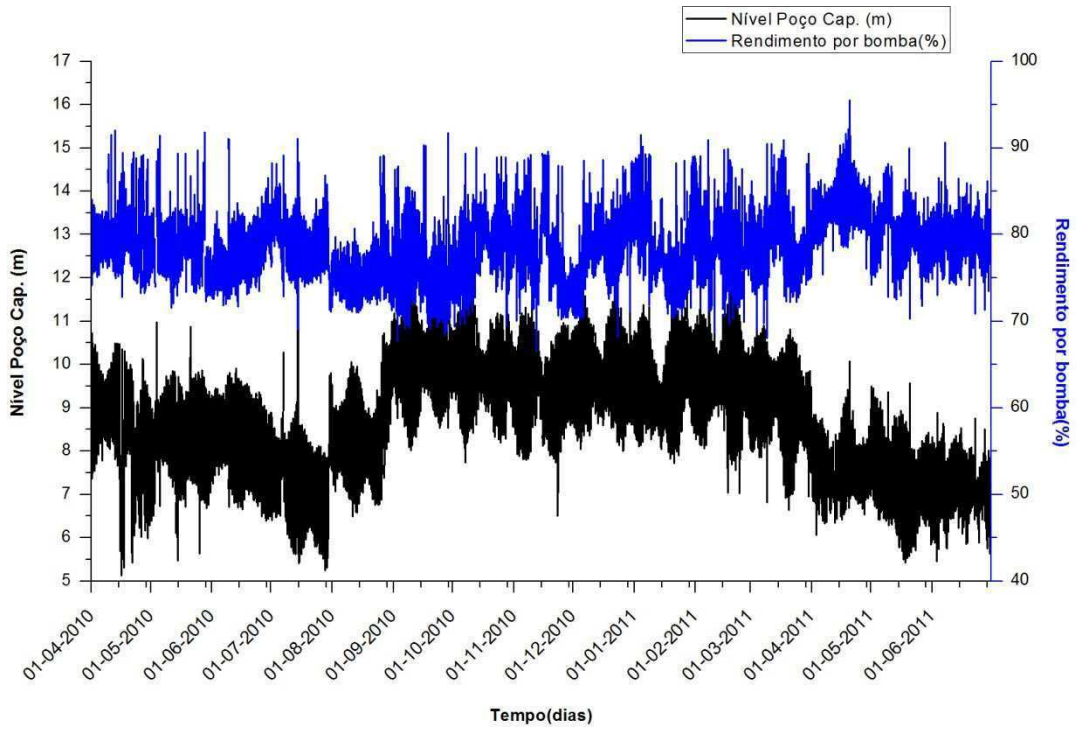


Figura 42 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba ao longo do período de abril de 2010 até junho de 2011

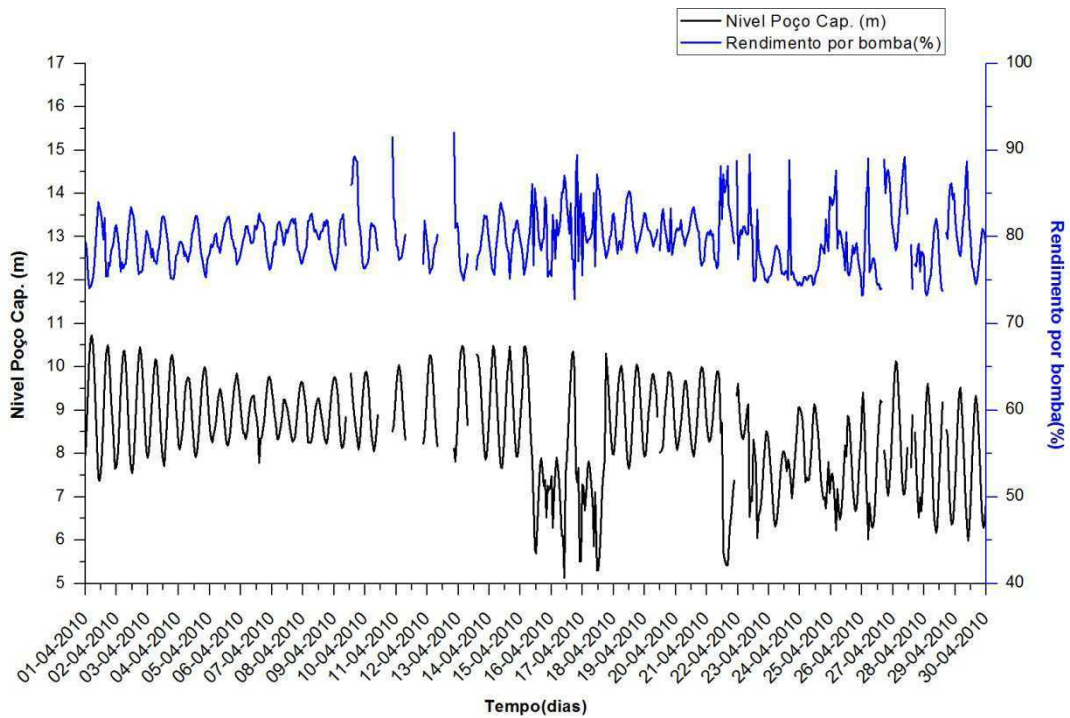


Figura 43 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Abril de 2010

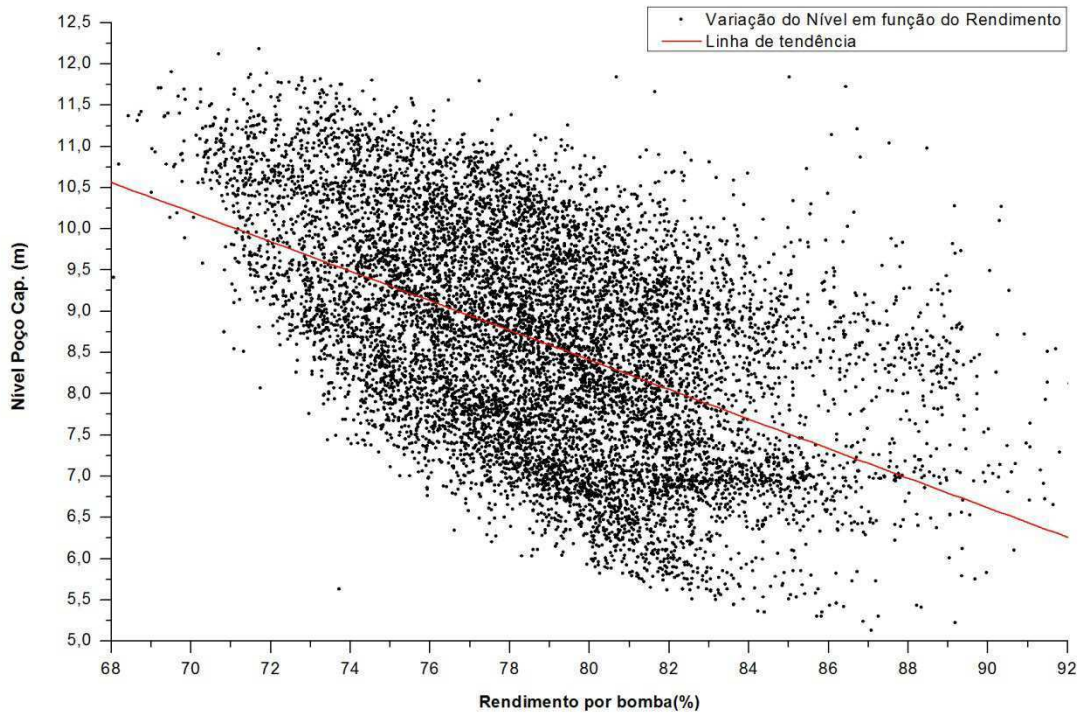


Figura 44 - Variação do nível da água no poço de captação em função do rendimento

Da Figura 41 é observável que o nível de água no poço varia entre 5 e 12,5 metros e, na sua grande maioria, os níveis estão compreendidos entre 6,5 e 11 metros, representando cerca de 80% dos valores da amostra. Relativamente ao rendimento por bomba, este está compreendido entre 68% e 92%, com uma maior ocorrência entre os 74% e os 84%, representando cerca de 79% dos valores da amostra.

Na Figura 42 é visível que, entre abril de 2010 e agosto 2010, o valor médio do nível de água no poço baixou progressivamente, passando de 9 para 7 metros. Relativamente ao rendimento para o mesmo período, não é observável grande alteração, embora o seu valor médio passe de 80% para 82%. Analisando o período de tempo entre setembro de 2010 e abril de 2011, podemos concluir, desde já, que o nível médio de água no poço é relativamente constante, cerca de 9,5 metros, e que o valor médio de rendimento, deste período de tempo, é de 75%. Por fim, para o período temporal entre abril 2011 e junho 2011, o nível médio de água no poço de captação passou a ser de 7 metros e o rendimento 80%. Quando analisados os valores médios de rendimentos e de nível de água, concluímos o seguinte: quando o nível de água baixa o rendimento aumenta. Sendo assim, poder-se-á dizer que o rendimento varia na razão inversa do nível de água no poço.

Devido ao facto de na Figura 42 as comparações do rendimento com o nível de água só poderem ser feitas com base nos seus valores médios, foi necessário a realização das comparações por mês para a confirmação da conclusão de que o nível de água varia na razão inversa do rendimento.

Na Figura 43, bem como Anexo B, Figuras 79 a 92, foi realizada uma comparação mensal entre o nível do poço de captação com o rendimento por bomba, num período de tempo entre abril de 2011 até junho de 2011. Apresentam-se gráficos dos valores de rendimento e de nível de água. Analisando os valores de rendimento em todos os meses, observou-se o seguinte: sempre que o nível de água no poço sobe ou desce, verifica-se o oposto no rendimento por bombas. Desta forma, fica evidenciada que o rendimento das bombas aumenta quando o nível de água diminui.

Por fim, foi realizada uma comparação direta entre nível de água e rendimento, Figura 44. Através desta é visível que a linha de tendência do gráfico assume um declive negativo, comprovando que os rendimentos maiores ocorrem para níveis de água menores. Os rendimentos para os quais as bombas trabalham com mais frequência são, como consta na Figura 44, entre 74 e 84%. Para estes rendimentos, os níveis de água estão compreendidos entre 11,5 e 6 metros. Justifica-se, desta forma, o facto de na análise estatística, Figura 41, 80 % dos valores de rendimento e nível de água estarem entre esta gama de valores.

5.4 Análise da influência das incrustações nas condutas de captação da unidade aquícola

As incrustações nas condutas, fenómeno de *macrofouling*, são um problema presente e futuro que esta obra marítima tem que enfrentar ao longo do seu período de funcionamento. Esta análise visa avaliar de que forma as incrustações de bivalves, crustáceos e outras espécies aquáticas aumenta a rugosidade das condutas, levando a elevadas perdas de carga e a um conseqüente aumento dos custos de exploração, bem como, avaliar quantitativamente quanto a rugosidade das condutas aumenta comparativamente com o valor teórico do material instalado nas condutas de captação.

O *macrofouling* é originado através da fixação das larvas de moluscos em qualquer tipo de substrato duro como metal, plástico, cimento e até madeira. Cresce em camadas e pode obstruir todo o diâmetro da tubagem, Figura 45, grades de proteção,

Figura 46, bombas, canalizações e turbinas. Estas atingem as instalações industriais ainda durante os primeiros estágios de desenvolvimento. Em qualquer lugar que a larva planctónica se fixa, transforma-se numa pós-larva e começa-se a desenvolver para o estágio adulto, formando uma colónia com vários indivíduos, (adaptado de Resende, 2007).



Figura 45 - Obstrução provocada pelos moluscos nas tubagens



Figura 46 - Obstrução provocada pelos moluscos nas grades de proteção

A formação de *macrofouling* pela incrustação de moluscos ou outras espécies reduz a área útil de passagem de água no interior de tubagens e aumenta a rugosidade relativa. A progressão das incrustações numa determinada tubagem, Figura 47, induz no sistema um aumento progressivo de perda de carga hidráulica, na medida em que ocorre uma redução da secção transversal disponível nessa tubagem para escoar o fluido. Tal conduzirá a um aumento da velocidade de escoamento que, por sua vez, implicará um aumento da perda de carga hidráulica ao longo da tubagem. Daí se conclui que existe uma relação entre o atrito das partículas do fluido e o atrito da superfície interna dos tubos, (adaptado de Resende, 2007).



Figura 47 - Colonia de mexilhões em progressão numa tubagem

Por razões económicas, os sistemas hidráulicos são usualmente concebidos e dimensionados para operar numa estreita faixa de variação de pressão. Assim, o aumento da perda de carga, para níveis além daqueles considerados no dimensionamento, resulta numa redução da capacidade da tubagem. Em sistemas de bombagem, essa perda de eficiência pode significar o colapso do mesmo, resultando num acréscimo custos de operação, (adaptado de Resende, 2007).

Em maior e menor escala, os moluscos tem prejudicado vários tipos de indústrias que utilizam a água dos rios e do mar em seus processos, tornando-se, dessa forma, um problema econômico muito importante, (adaptado de Resende, 2007).

A questão não está vinculada apenas às centrais hidroelétricas, mas a qualquer indústria que faça uso de água bruta. A espécie invasora já é problema, por exemplo, nas estações de tratamento e abastecimento de água para a piscicultura, que utiliza, muitas vezes, alevins oriundos de áreas que já estão contaminadas com o mexilhão. A própria piscicultura sofre as consequências da disseminação dessa espécie. A agricultura também sofre prejuízos pois utiliza água canalizada em sistemas de irrigação.

Além disso, a incrustação de mexilhões nas grades de tomadas de água em centrais hidroelétricas provoca uma perda de carga do sistema, diminuindo o rendimento da central e aumentando a força do fluxo de água sobre a grade, podendo no limite ocasionar um rompimento desta. Por ser uma espécie invasora, uma das características principais dos moluscos é a ampla resistência à variedade de fatores ambientais, e, por isso, é tido como um alto competidor dentro do ecossistema. O mexilhão possui características que facilitam a dispersão, a colonização e a estabilização do molusco em diferentes ambientes, tornando-o um componente dominante em todos os ecossistemas que invade. Além disso, a espécie possui uma rápida maturação sexual, um ciclo reprodutivo relativamente rápido e uma forte capacidade de dispersão. O mexilhão apresenta ainda o chamado comportamento gregário, ou seja, os indivíduos

formam camadas, crescendo lado a lado ou sobrepondo-se, conforme pode ser observado na Figura 48 (Mansur, et al., 2003).



Figura 48 - Tipo de crescimento que o mexilhão apresenta

Este problema do *macrofouling* não pode ser resolvido de forma duradoura, apenas pode ser minimizado os seus efeitos. Existem apenas duas formas de minimizar o problema.

Uma das formas de minimizar este problema é a realização de obras hidráulicas a profundidades superiores a 20 metros. Embora os molúsculos sejam mais abundantes em locais mais profundos (Ricciardi, 2003), com o aumento da profundidade ocorre uma diminuição nos níveis de plâncton e, por consequência, ocorre uma descida nas densidades das colônias de moluscos.

A outra forma, e a que melhor se adequa a obras hidráulicas já construídas, e afetadas por *macrofouling*, é a limpeza constante para a remoção dos organismos. Esta limpeza só poderá ser feita realizando a paragem do funcionamento da obra hidráulica, causando desta forma elevados prejuízos.

Para a realização desta análise foram utilizados dados de nível de água no poço de captação, e estimadas as rugosidades do circuito de captação através da realização de diversas simulações, considerando-se incrementos da rugosidade a partir do valor de referência, rugosidade teórica, para cada material da superfície de contacto, até ser obtida a melhor aproximação ao nível de água medido no poço de captação.

As condutas de captação foram construídas em PEAD e betão sendo desta forma fundamental determinar a rugosidade teórica para se efetuar a comparação com os valores estimados com o modelo. A determinação do valor de rugosidade teórica para os materiais em causa foi obtida na bibliografia (Martins, 2004).

Tabela 24 - Coeficiente de Manning, segundo (Martins, 2004)

Material	$n (s \cdot m^{(-1/3)})$
Polietileno e PVC	0,008
Fibrocimento em serviço	0,012
Ferro fundido em serviço	0,017
Betão	0,015

Com base na tabela 24 foi definido um ponto de partida para a determinação da rugosidade das condutas e consequente perda de carga do sistema. Os restantes valores das rugosidades utilizados nas simulações são apresentados, na tabela 25.

Tabela 25 - Valores das rugosidades utilizados nas simulações

Secções	Material	Rugosidade teórica (n) $(s \cdot m^{(-1/3)})$	n+40% $(s \cdot m^{(-1/3)})$	n+125% $(s \cdot m^{(-1/3)})$	n+150% $(s \cdot m^{(-1/3)})$	n+175% $(s \cdot m^{(-1/3)})$	n+200% $(s \cdot m^{(-1/3)})$
45,46	Mar	0,002					
77,76,73,78	PEAD	0,008	0,0112	0,018	0,02	0,022	0,024
14-15-16-2	Betão	0,015	0,021	0,03375	0,0375	0,04125	0,045

Para este subcapítulo, o período de análise é o mesmo do subcapítulo 5.2. Sendo assim, serão estudados e comparados cinco intervalos temporais distintos, sendo estes designados de séries. O objetivo de terem sido escolhidos cinco intervalos temporais, bem espaçados ao longo do tempo, tem como objetivo a comparação da variação das rugosidades das condutas.

Para a determinação da rugosidade das condutas de captação os parâmetros introduzidos no modelo hidráulico, mais importantes de avaliação, estão apresentados nas Figuras 49 e Anexo C, Figuras 93,95,97,99. Cada uma delas representa a respetiva série temporal, sendo os parâmetros: a lei de variação de maré, o caudal, o nível de água no poço de captação e o número de bombas que estão em funcionamento em cada instante.

Após a descrição dos diversos parâmetros, tem lugar a apresentação do resultado das diversas simulações realizadas, para a determinação da rugosidade das condutas de captação de cada série temporal estudada, Figuras 50 e Anexo C, Figuras 94,96,98,100.

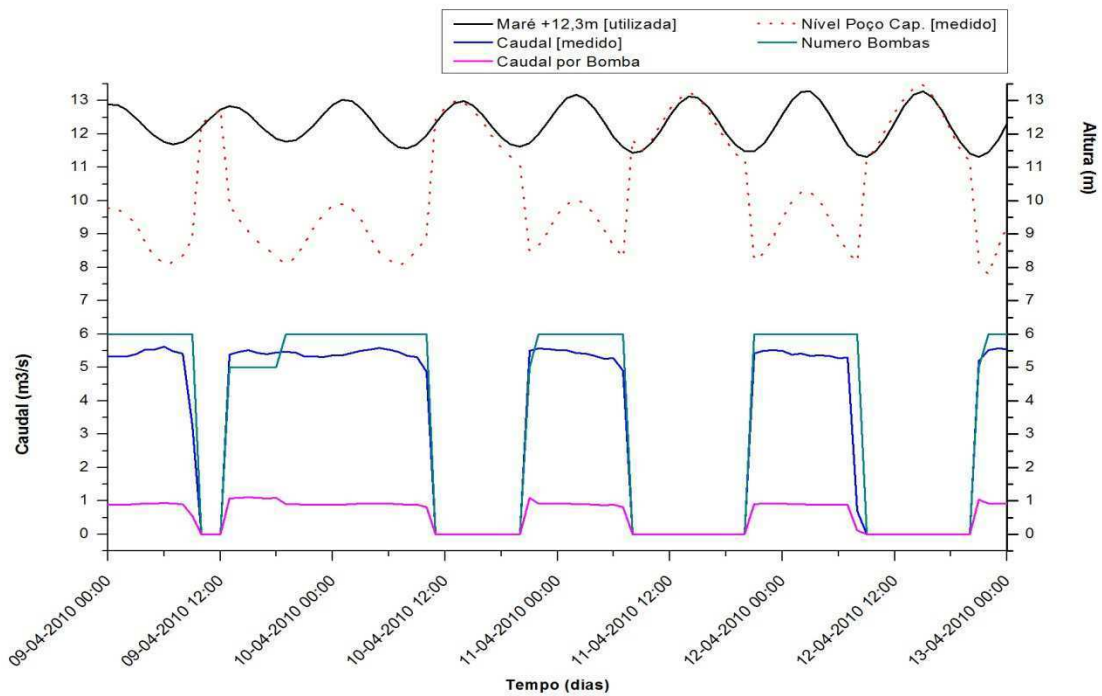


Figura 49 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 1

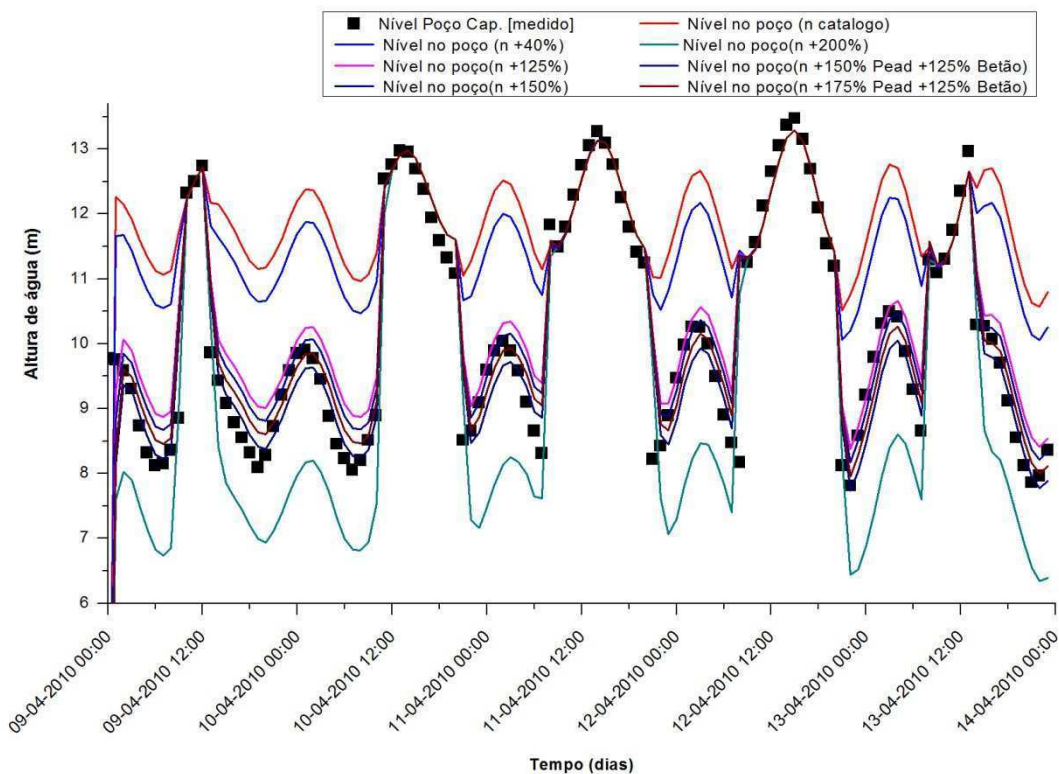


Figura 50 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados obtidos utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 1

Embora seja possível observar nas Figuras 50, 94, 96, 98 e 100 qual a lei de variação do nível de água no poço de captação que melhor se aproxima dos valores medidos, foi calculado o erro associado a cada simulação, comparativamente com o

nível de água medido para cada série (Tabelas 26 a 30) de modo a identificar das rugosidades simuladas a que mais se adequa aos valores medidos.

O erro associado a cada simulação foi calculado considerando o somatório dos quadrados das diferenças de nível simuladas e medidas, não considerando o primeiro instante de tempo medido. A não consideração do primeiro instante de tempo para a determinação do erro é explicada pelo facto de as simulações realizadas se iniciarem sem água no sistema, fazendo com que, para o primeiro instante simulado o erro seja elevado.

Tabela 26 - Determinação do erro na série 1, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado

Erro na série 1 (09-04-2010 a 13-04-2010), analisando os valores obtidos pelo modelo e os medidos in loco							
	Σdif^2		Σdif^2		Σdif^2		
nível no poço (n teórico)	529,62	nível no poço (n +200%)	179,11	nível no poço (n +150%PEAD +125% Betão)	36,20	nível no poço (n +150%)	28,97
nível no poço (n +40%)	356,73	nível no poço (n +125%)	47,60	nível no poço (n +175%PEAD +125% Betão)	29,83		

Tabela 27 - Determinação do erro na série 2, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado

Erro na série 2 (27-09-2010 a 28-09-2010), analisando os valores obtidos pelo modelo e os medidos in loco			
	Σdif^2		Σdif^2
nível no poço (n+175%PEAD +125% Betão)	33,91	nível no poço (n+200%PEAD +175% Betão)	24,60
nível no poço (n+200%PEAD +150% Betão)	26,18	nível no poço (n+200%)	23,27

Tabela 28 - Determinação do erro na série 3, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado

Erro na série 3 (12-10-2010 a 21-10-2010), analisando os valores obtidos pelo modelo e os medidos in loco	
	Σdif^2
nível no poço (n+200%)	33,86

Tabela 29 - Determinação do erro na série 4, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado

Erro na série 4 (24-01-2011 a 27-01-2011), analisando os valores obtidos pelo modelo e os medidos in loco			
	$\sum \text{dif}^2$		$\sum \text{dif}^2$
nível no poço (n+175%PEAD +150% Betão)	23,15	nível no poço (n+200%)	55,19
nível no poço (n+200%PEAD +175% Betão)	34,14		

Tabela 30 - Determinação do erro na série 5, com base no somatório da diferença entre o nível de água medido no poço e o nível de água obtido pelo modelo ao quadrado

Erro na série 5 (21-03-2011 a 25-03-2011), analisando os valores obtidos pelo modelo e os medidos in loco			
	$\sum \text{dif}^2$		$\sum \text{dif}^2$
nível no poço (n+175%PEAD +150% Betão)	33,71	nível no poço (n+175%)	36,05

Na série 1 (Tabela 26), a simulação utiliza o valor da rugosidade teórica do PEAD e do betão, estando esta muito longe da rugosidade para a qual se obteve a melhor aproximação ao nível de água medido no poço de captação. Para esta série a simulação é iniciada com $n=0,008$ e $0,015 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$, sendo obtida a melhor aproximação ao valor medido para $n=0,020$ e $0,0375 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$, respetivamente PEAD e betão.

Nas simulações da série 2, tabela 27, sabendo que a rugosidade tende a aumentar, iniciou-se as simulações com uma rugosidade superior, em cerca de 25%, à obtida para a série 1. Constatou-se que, no intervalo de 5 meses, entre a série 1 e 2, a rugosidade das condutas aumentou 50 %, passando de $n=0,020$ e $0,0375 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$, para $n=0,024$ e $0,045 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$, respetivamente PEAD e betão.

Para a série 3, tabela 28, só foi realizada uma simulação, devido ao facto de as séries 2 e 3, estarem separadas por um período de 15 dias, mantendo-se a rugosidade de $n=0,024 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$ para o PEAD e de $n=0,0375 \text{ s} \cdot \text{m}^{(-1/3)}$ para o betão.

No caso da série 4, tabela 29, esta evidencia um decréscimo da rugosidade, apenas possível de ser explicado com a ocorrência de uma limpeza das condutas de captação, entre a série 3 e 4. Comparativamente com a série 3 ocorreu um decréscimo

de 25% da rugosidade na conduta de PEAD e 50 % na de betão, passando a ser $n=0,022$ e $0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ respetivamente.

Com base na tabela 30, série 5, é possível observar que a hipotética limpeza das condutas foi relativamente eficaz, pois em 2 meses, intervalo de tempo que separa série 4 da 5, a rugosidade das condutas não aumentou mantendo-se a rugosidade em $n=0,024 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o PEAD e de $n= 0,045 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o betão.

Conclui-se desta forma que a rugosidade das condutas em obras hidráulicas, sujeitas ao fenómeno de *macrofouling*, tendem a aumentar ao longo do tempo, podendo os efeitos deste fenómeno ser minimizados com a limpeza das condutas.

Apos a determinação do comportamento das incrustações ao longo do tempo na unidade aquícola, será comparada a perda de carga da série 1 com as perdas de carga estimadas por Resende para condutas forçadas, (Resende, 2007), possibilitando desta forma a avaliação do valor da rugosidade obtida.

Na Figura 51 representam-se os valores da série1 relativa ao período entre 9 e 14 de abril de 2010.

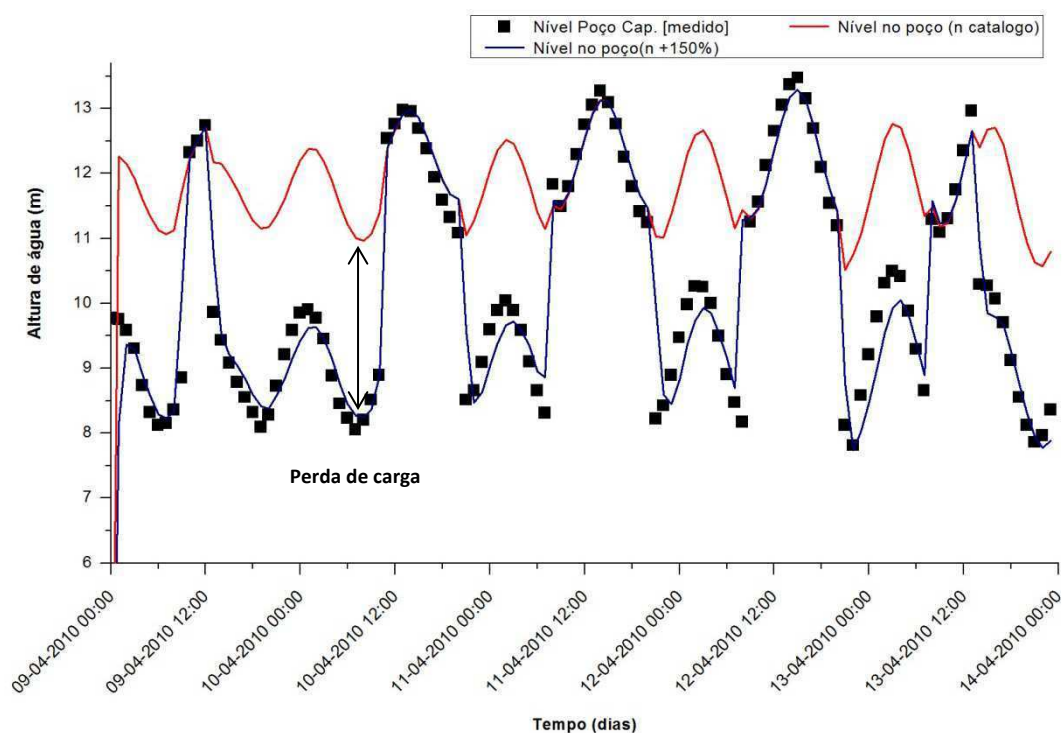


Figura 51 – Comparação dos níveis de água no poço de captação para a rugosidade teórica com os níveis de água no poço de captação uma rugosidade 150% maior

Na Figura 51, é observável que para uma rugosidade de 150% do valor teórico, o nível de água no poço de captação é semelhante para todo o intervalo de tempo ao nível de água medido no poço de captação.

É visível que o nível de água no poço utilizando os valores teóricos dos coeficientes de Manning, comparativamente com o nível de água medido no poço, difere em três metros, sendo esta a perda da carga ao longo das condutas de captação.

Para melhor se compreender a grandeza desta perda de carga, esta será comparada e analisada com os valores obtidos por (Resende, 2007).

Segundo (Resende, 2007), para os diâmetros pequenos, a infestação provocada pelo macrofouling promove um acréscimo na perda de carga, para diversos níveis de caudal, que varia entre 50% e 300%. Por outro lado, usualmente as obras hidráulicas, com sistemas elevatórios, não são projetadas e dimensionadas para comportar uma variação de altura manométrica entre 50% e 300%. Tal implica, necessariamente, elevados custos de implantação e operação, no caso de se assumir essa flexibilidade operacional.

Para este exemplo, série1, a perda de carga máxima no intervalo de tempo em que as bombas estão a funcionar, é de cerca de 3,5 metros, representando 28,5% de perda de carga. Este valor embora seja abaixo do intervalo que Resende obteve 50 e 300%, é na mesma surpreendente na medida em que as condutas do circuito de captação têm 3 km e diâmetros entre 2 e 3 metros enquanto no exemplo estudado por Resende as condutas tem diâmetros na ordem de centímetros.

O aumento de 150% no coeficiente de rugosidade de Manning comparativamente com o valor teórico para esta série temporal prova o quanto ficam afetadas as condutas pelo fenómeno do *macrofouling*.

5.5 Análise do funcionamento das bombas para alterações no tarifário energético e no caudal

A análise do funcionamento das bombas mais adequado em diferentes cenários de alterações no tarifário energético e na demanda de caudal tem como objetivo, o estudo de soluções de controlo das bombas da unidade aquícola, para cenários futuros.

5.5.1 Análise do funcionamento das bombas para uma alteração futura das tarifas energéticas

Demonstrar as potencialidades das ferramentas de modelação na simulação de cenários presentes e futuros, é o intuito deste subcapítulo. Será abordada a forma como podem ser controladas as bombas destinadas a um panorama de alterações das tarifas energéticas. Embora este cenário seja hipotético, uma subida dos preços associada à liberalização do mercado de energia, é um cenário possível, podendo a unidade aquícola deixar de ter uma tarifa fixa de consumo de energia, independentemente da energia consumida, e passe a ser abrangida na tarifa de venda em alta tensão.

Com base nestes princípios hipotéticos foi utilizada a tabela de preços energéticos de 2012, para longas utilizações, Tabela 31.

Tabela 31 - Tabela de preços energéticos de 2012 segundo (EDP Serviço Universal, 2012)

Energia ativa		(EUR/kWh)	
Tarifa de longas utilizações	Períodos I, IV	Horas de ponta	0,1061
		Horas cheias	0,0831
		Horas de vazio normal	0,0572
		Horas de super vazio	0,0530
	Períodos II, III	Horas de ponta	0,1062
		Horas cheias	0,0861
		Horas de vazio normal	0,0591
		Horas de super vazio	0,0549

Conforme apresentado na Tabela 31, irão ser considerados dois períodos de simulação, um para o período I.IV, que representa um cenário futuro a ocorrer no inverno, entre 01-01-2020 e 14-01-2020, em que o dia 1 é uma segunda-feira, e um outro período, o período II.III, representando um cenário a ocorrer no verão, de 01-06-2020 a 14-06-2020, em que o dia 1 é uma segunda-feira.

Segundo a mesma fonte, (EDP Serviço Universal, 2012), os preços da energia variam ao longo das horas do dia, sendo esta variação igual de semana para semana, desde que se mantenha o período, verão ou inverno. Estas variações de preço serão apresentadas na tabela 32.

Tabela 32 - Tabela de preços energéticos horários para inverno e verão

Horário de Inverno	Preço em €/kWh			Horário de verão	Preço em €/kWh				
	Segunda a sexta	Sábado	Domingo		Segunda a sexta	Sábado	Domingo		
00:00:00-01:00:00	0,05815			00:00:00-01:00:00	0,05815				
01:00:00-02:00:00	0,05395			01:00:00-02:00:00	0,05395				
02:00:00-03:00:00									
03:00:00-04:00:00									
04:00:00-05:00:00									
05:00:00-06:00:00									
06:00:00-07:00:00	0,05815	0,05815	0,05815	06:00:00-07:00:00	0,05815	0,05815			
07:00:00-08:00:00	0,0846			07:00:00-08:00:00	0,0846				
08:00:00-09:00:00	0,10615	0,0846		08:00:00-09:00:00	0,10615		0,0846		
09:00:00-10:00:00				0,0846				0,05815	09:00:00-10:00:00
10:00:00-11:00:00	0,10615	0,0846			10:00:00-11:00:00		0,10615		
11:00:00-12:00:00					0,0846				0,05815
12:00:00-13:00:00	0,0846	0,05815		12:00:00-13:00:00			0,0846		
13:00:00-14:00:00				0,0846	0,05815			13:00:00-14:00:00	0,0846
14:00:00-15:00:00	0,0846	0,05815					14:00:00-15:00:00	0,0846	
15:00:00-16:00:00				0,10615	0,0846		15:00:00-16:00:00		0,10615
16:00:00-17:00:00	0,0846	0,05815					16:00:00-17:00:00	0,0846	
17:00:00-18:00:00				0,0846	0,05815		17:00:00-18:00:00		0,0846
18:00:00-19:00:00	0,10615	0,0846					18:00:00-19:00:00	0,10615	
19:00:00-20:00:00				0,0846	0,05815		19:00:00-20:00:00		0,0846
20:00:00-21:00:00	0,0846	0,05815					20:00:00-21:00:00	0,0846	
21:00:00-22:00:00				0,0846	0,05815		21:00:00-22:00:00		0,0846
22:00:00-23:00:00	0,0846	0,05815					22:00:00-23:00:00	0,0846	
23:00:00-24:00:00				0,0846	0,05815		23:00:00-24:00:00		0,0846

Para estes dois períodos de tempo, verão e inverno, serão feitas duas simulações para o funcionamento da unidade aquícola, uma com 7 bombas a funcionar sem interrupções e outra com 8 bombas a funcionar para todas as horas à exceção das horas de ponta, horário que está identificado na Tabela 32.

Através destas duas simulações, há que responder, para este cenário hipotético, a três perguntas chave ao funcionamento da unidade aquícola:

- Qual o cenário em que o custo de funcionamento das bombas é menor?
- Em qual dos cenários é bombada mais quantidade de água?
- Como varia a perda de carga com 7 ou 8 bombas a funcionar?

Para responder a estas três questões foi inicialmente feita uma análise da variação ao longo do tempo do custo horário do kW, estando as 7 bombas a funcionar independentemente do custo e as 8 bombas a funcionar para todo o intervalo de tempo excetuando as horas de ponta, tanto no verão como no inverno, Figuras 52 e 53.

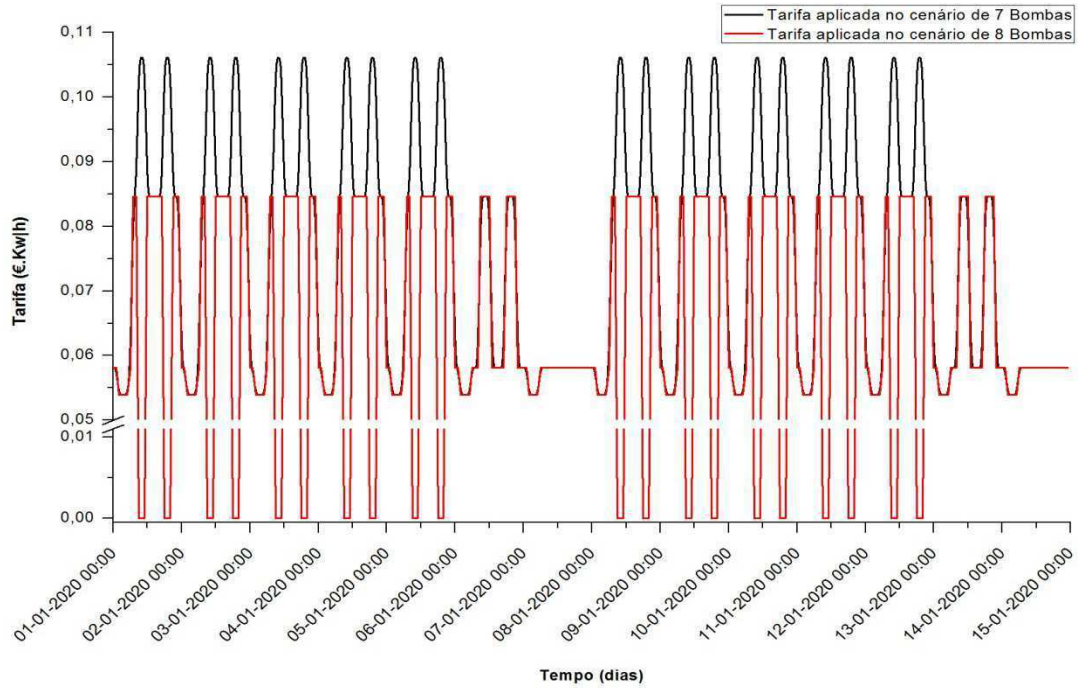


Figura 52 - Análise da variação ao longo do tempo do custo horário do kW no inverno, para os cenários em estudo

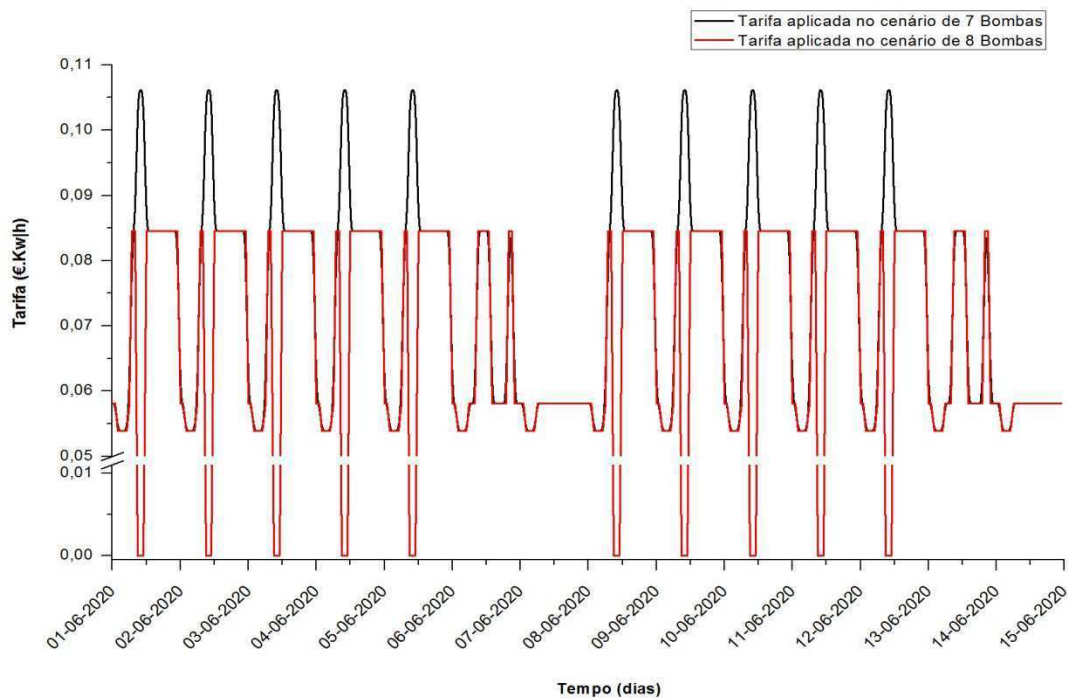


Figura 53 - Análise da variação ao longo do tempo do custo horário do kW no verão, para os cenários em estudo

De seguida, considerando a potência de cada bomba da unidade aquícola, (ipac, 2005) que é de 250 kW, foi calculada a potência ao longo do tempo do sistema de bombagem, Figuras 54 e 55, com o intuito de calcular, seguidamente, os custos de funcionamento associados aos dois cenários em estudo.

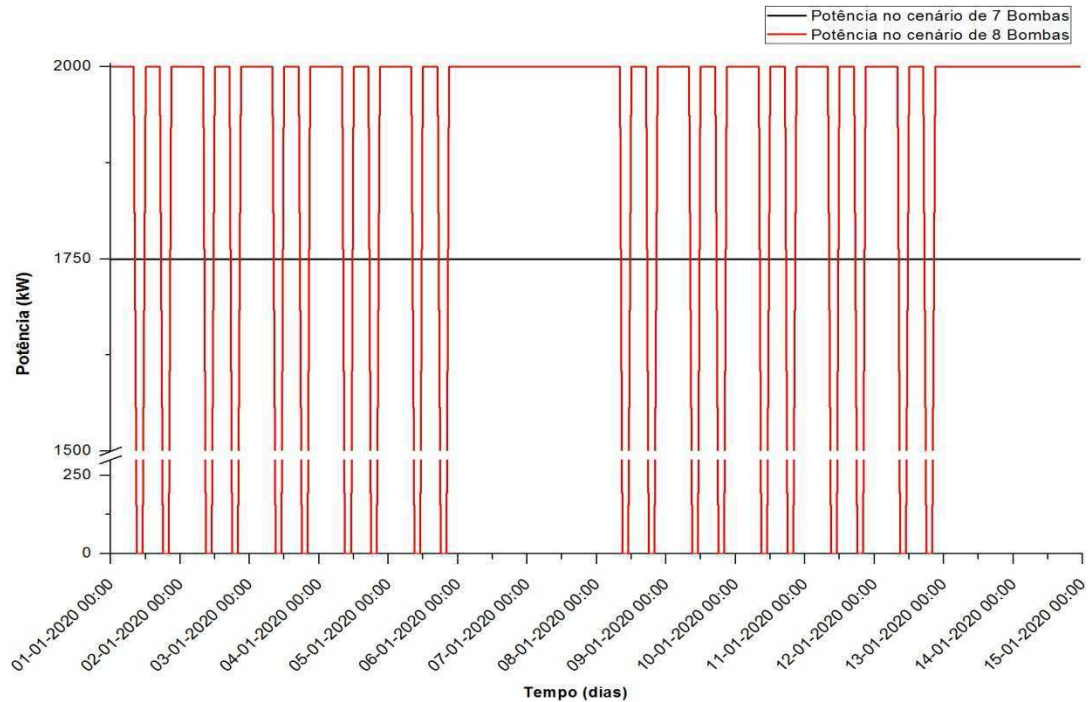


Figura 54 - Potência do sistema de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no inverno

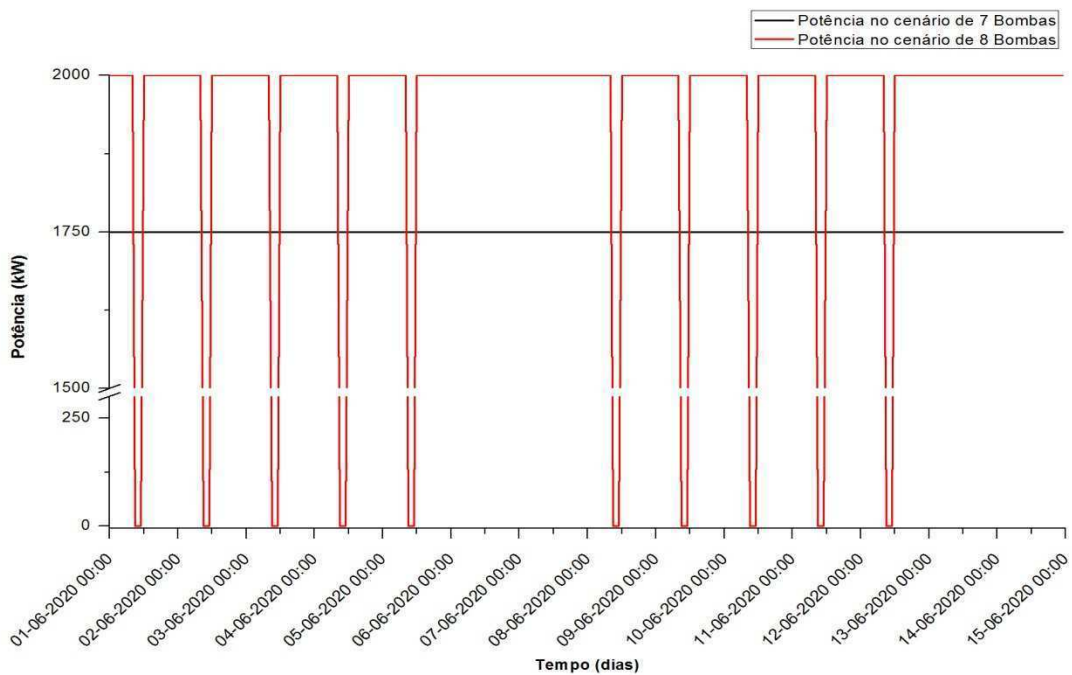


Figura 55 - Potência das bombas ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no verão

Considerando as séries de resultados apresentadas anteriormente foi então possível determinar o custo de bombagem associado a cada cenário, Figuras 56 e 57.

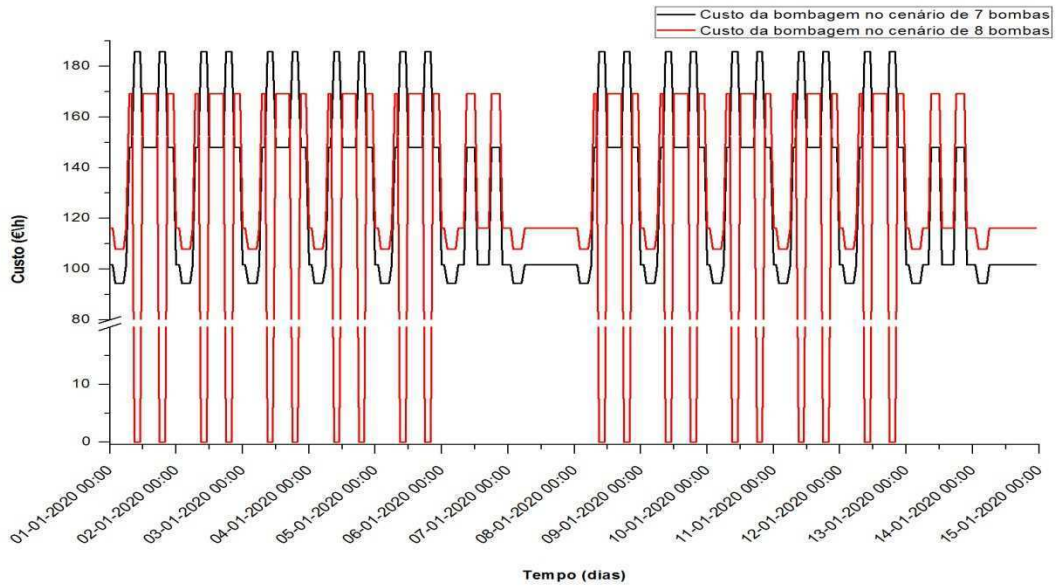


Figura 56 - Custo de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no inverno

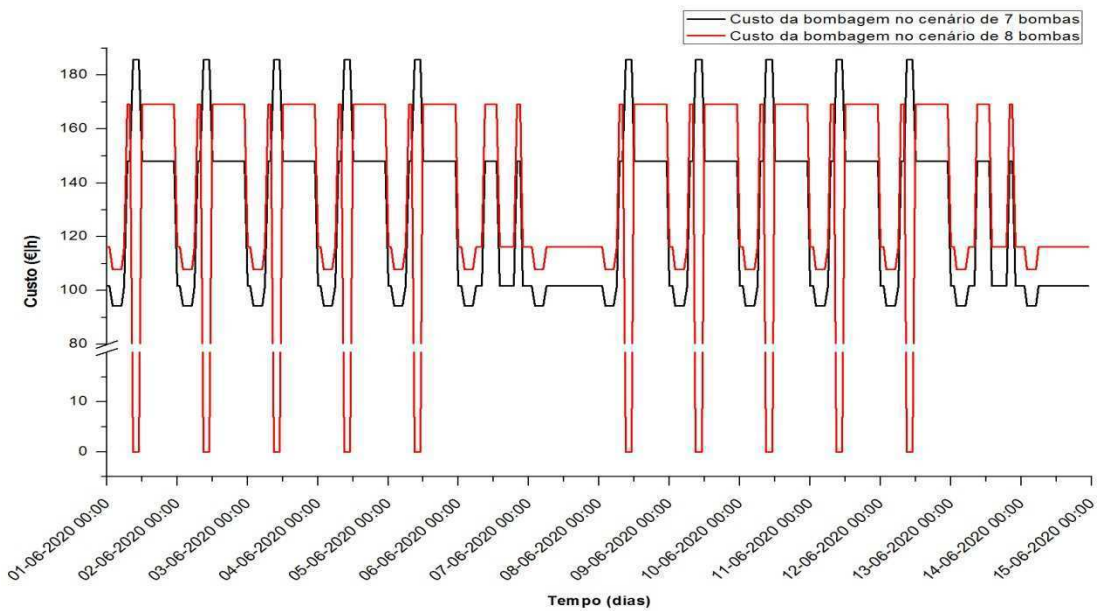


Figura 57 - Custo de bombagem ao longo do tempo para os diferentes cenários em estudo, no verão

Para retirar conclusões do custo para cada cenário foi necessário realizar uma análise estatística dos custos de bombagem para o período de verão e inverno. Tal análise foi realizada com recurso aos diagramas de extremos e quartis, visto que, através da mesma, é possível avaliar qual o melhor cenário para o nível de custo, Figuras 58 e 59.

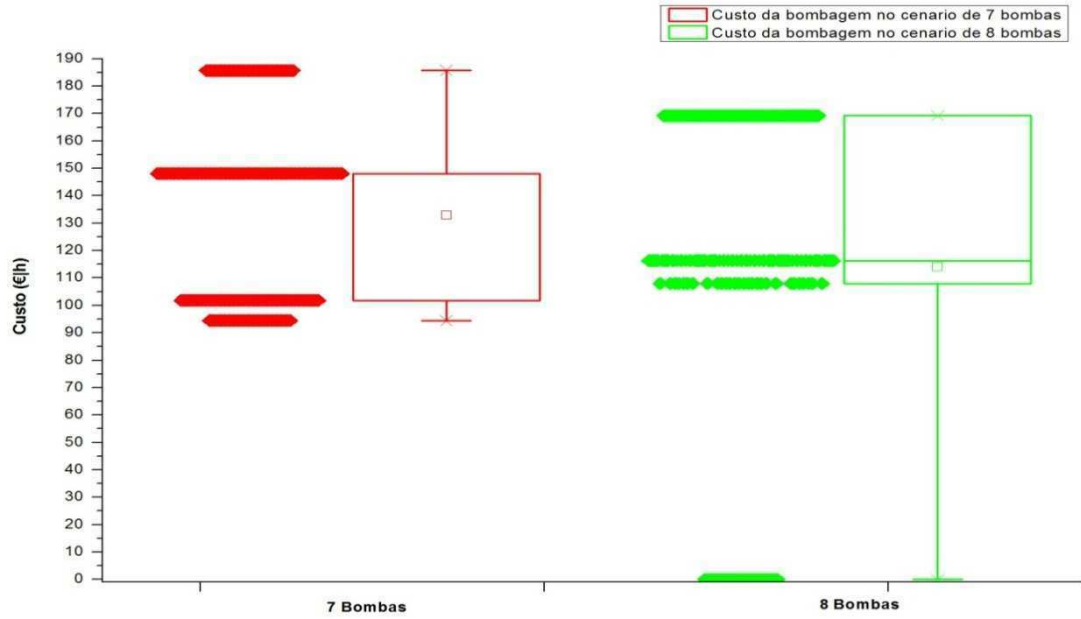


Figura 58 - Análise estatística do custo de bombagem para os diferentes cenários em estudo, no inverno

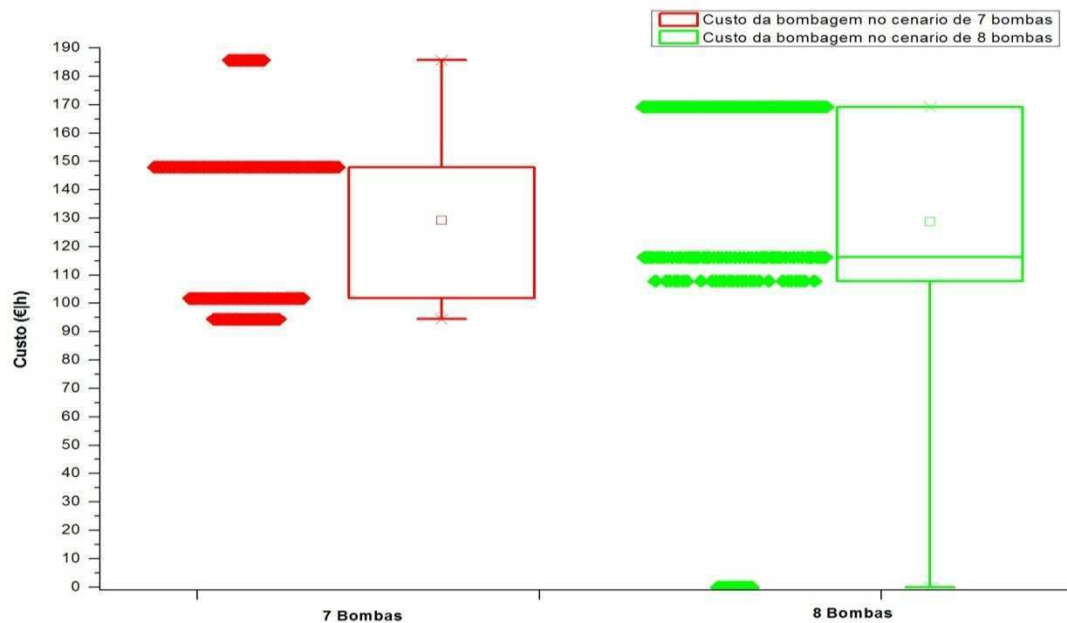


Figura 59 - Análise estatística do custo de bombagem para os diferentes cenários em estudo, no verão

Com base as análises estatísticas feitas com o auxílio dos diagramas de extremos e quartis, Figuras 58 e 59, é possível detetar qual dos cenários é, economicamente, mais vantajoso.

Segundo a Figura 58 é possível observar que o custo para o cenário das 7 bombas a funcionar continuamente varia entre 185,76 €/hora e 94,41 €/hora com um custo médio de 129,25 €/hora, tendo a bombagem ao longo do tempo quatro custos

possíveis: 94,41 €/hora; 111,76 €/hora; 148,05 €/hora e 185,76 €/hora. Para o cenário das 8 bombas a funcionar para todo o intervalo de tempo, excetuando as horas de ponta, este varia entre 0 e 169,20 €/hora com um custo médio de 128,76 €/hora, tendo a bombagem ao longo do tempo quatro custos unitários possíveis: 0 €/hora; 107,90 €/hora; 116,30 €/hora e 169,20 €/hora.

Através da Figura 59 é possível observar que o custo tanto para o caso das 7 bombas a funcionar continuamente, como para as 8 bombas a funcionar para todo o intervalo de tempo excetuando as horas de ponta, estes tem o mesmo valor mínimo, máximo e os mesmos 4 custos possíveis que para o período de inverno, Figura 58, variando apenas comparativamente com o inverno o custo médio de bombagem dos dois casos em estudo. Esta variação do custo médio ocorre devido a existência de mais horas de ponta, horas em que o custo da energia é máximo, criando um acréscimo do custo utilizando 7 bombas e aumentando o nº de horas em que no cenário de 8 bombas as mesmas estão paradas. Para este cenário o custo médio de bombagem para as 7 bombas é de 132,90 €/hora e para as 8 bombas de 113,97 €/hora

Utilizando o custo médio para um intervalo temporal de 15 dias, tanto para o inverno como para o verão, é possível aferir que utilizar 8 bombas nas condições atrás explicadas é mais barato que utilizar 7 bombas a bombar continuamente.

Após esta análise de custos de operação das bombas, será comparado o caudal bombado para ambos os casos, nos cenários de verão e inverno, para se aferir se a nível de caudal as 8 bombas, a funcionar para todo o intervalo de tempo excetuando as horas de custo maior, também é o mais vantajoso.

Para que a análise do caudal seja possível foi necessário determinar um valor de caudal a bombar. Com esse fim foram utilizados os dados de caudal bombado por bomba na unidade aquícola nos últimos 2 meses da amostragem referida no capítulo 4.2, de 01 de maio até 30 junho de 2011, tendo-se obtido um caudal médio de 0,881 m³/s.

Após a determinação do caudal médio bombado por bomba foi realizada uma análise estatística para o espaço temporal de 01-01-2020 a 14-01-2020, inverno, e uma outra de 01-06-2020 a 14-01-2020, verão, utilizando o caudal bombado em cada cenário, 7 e 8 bombas, em m³/h para melhor interpretação dos resultados, Figuras 60 e 61.

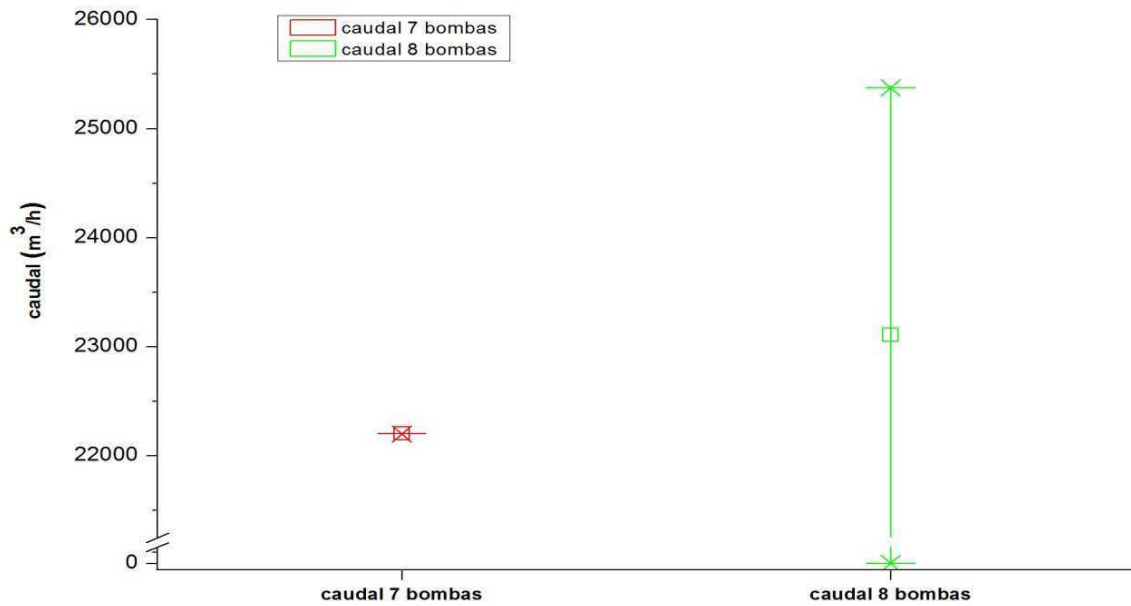


Figura 60 - Análise estatística do caudal bombado para os diferentes cenários em estudo, no inverno

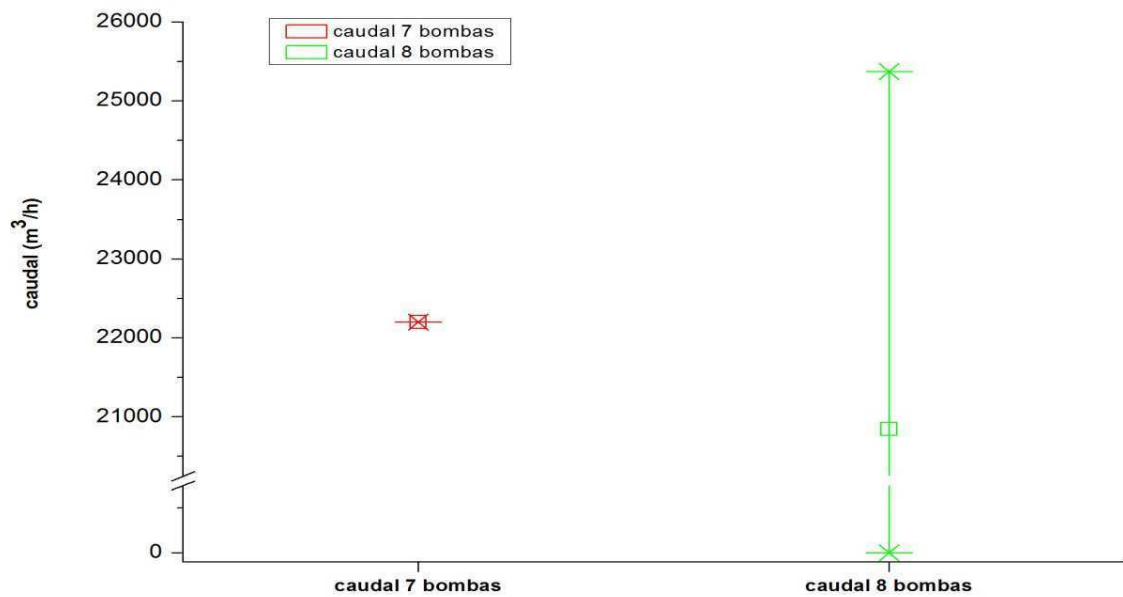


Figura 61 - Análise estatística do caudal bombado para os diferentes cenários em estudo, no verão

Estas análises, Figuras 60 e 61, possibilitaram determinar o caudal médio bombado utilizando 7 e 8 bombas, nas condições anteriormente descritas, tanto para o cenário de inverno com para o cenário de verão. No primeiro caso, Figura 60, o caudal médio bombado por 8 bombas é superior ao bombado por 7 bombas, sendo o caudal médio de 23107,37 m³/h e de 22201,20 m³/h, respetivamente. Para o cenário de verão,

Figura 61, ocorre o oposto, ou seja, é bombado mais caudal através das 7 bombas do que pelas 8. Respetivamente, o caudal médio é de 22201,20 m³/h e de 20841,94 m³/h.

Após a determinação do caudal médio para inverno e verão, com 7 e 8 bombas, foi posteriormente calculado o caudal para os 6 meses de horário de verão e 6 meses de horário de inverno de cada caso em estudo. Este cálculo teve como objetivo determinar o caudal total de cada caso em estudo, sendo ainda determinado o caudal bombado para cada caso em m³/s para ser perceptível a real diferença entre 7 e 8 bombas, Tabela 33.

Tabela 33 - Tabela caudais bombados pelas bombas nos respetivos cenários

	Caudal em m ³ /h	Caudal em m ³ /meio ano	∑ Caudal em m ³ /ano para o cenário 7 bombas
Cenário de 7 bombas no verão (6 meses)	22.201,2	97.507.670,4	195.015.340,8
Cenário de 7 bombas no inverno (6 meses)	22.201,2	97.507.670,4	
	Caudal em m ³ /h	Caudal em m ³ /meio ano	∑ Caudal em m ³ /ano para o cenário 8 bombas
Cenário de 8 bombas no verão (6 meses)	23.107,4	101.487.576,3	193.025.389,3
Cenário de 8 bombas no inverno (6 meses)	20.841,9	91.537.813,0	
Caudal bombado por 7 bombas em m³/s			6,167
Caudal bombado por 8 bombas em m³/s			6,104

Através da Tabela 33, é possível realizar uma análise quantitativa do caudal para cada caso de estudo, sendo de evidenciar o facto de para as 7 bombas, a funcionar continuamente, o caudal bombado anualmente ser cerca de 195 milhões m³/ano enquanto para as 8 bombas, a funcionar para todo o intervalo de tempo excetuando as horas de ponta, o caudal bombado é 193 milhões m³/ano, ou seja menos 2 milhões m³/ano.

Embora possa parecer grande a diferença, é possível assegurar que estes 2 milhões m^3/ano são uma diferença mínima. Tal é comprovado pelo facto de as 7 bombas bombarem $6,167 \text{ m}^3/\text{s}$, enquanto 8 bombas bombam $6,104 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta diferença de $0,063 \text{ m}^3/\text{s}$ permite-nos aferir que o funcionamento, para os casos em estudo, é semelhante relativamente ao nível de quantidade de água. Desta forma, fica atestado que, tanto a nível de custos de bombagem, como a nível de quantidade de água, a solução das 8 bombas é, uma boa solução de controlo para uma alteração futura das tarifas energéticas.

Por fim, para poder ser respondida a ultima questão desta análise ao funcionamento das bombas, foi introduzido no modelo hidráulico construído no *software* SOBEK os dois casos de bombagem em estudo.

Para as simulações no modelo SOBEK é importante referir que nas condutas de captação e rejeição, do circuito hidráulico, foi utilizada a rugosidade obtida na calibração das rugosidades, subcapítulo 5.4., para a ultima série temporal estudada, série 5, em que para as condutas de PEAD o $n = 0,0022 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ e as de betão é de $n = 0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$. Para controlar as bombas foi utilizado um controlador do tipo *time controller*, com a lei de variação que deu origem ao caudal total bombado das Figuras 62 e 63, para inverno e verão respetivamente. Quanto à maré utilizada para simular o inverno, no espaço temporal de 01-01-2020 até 14-01-2020, e o verão, no espaço temporal de 01-06-2020 até 14-06-2020, foram escolhidas as leis de variação de maré ocorridas de 01-01-2010 até 14-01-2010 e de 01-06-2010 até 14-06-2010 respetivamente.

Para terminar é importante salientar que o objetivo destas simulações não é saber se em 2020 a rugosidade das condutas vai ser a utilizada neste subcapítulo, nem se a lei de variação de maré tem semelhanças passados 10 anos. O objetivo destas simulações é controlar bombas utilizando o tempo como parâmetro de controlo e tecer considerações a respeito da variação das perdas de carga utilizando 7 e 8 bombas.

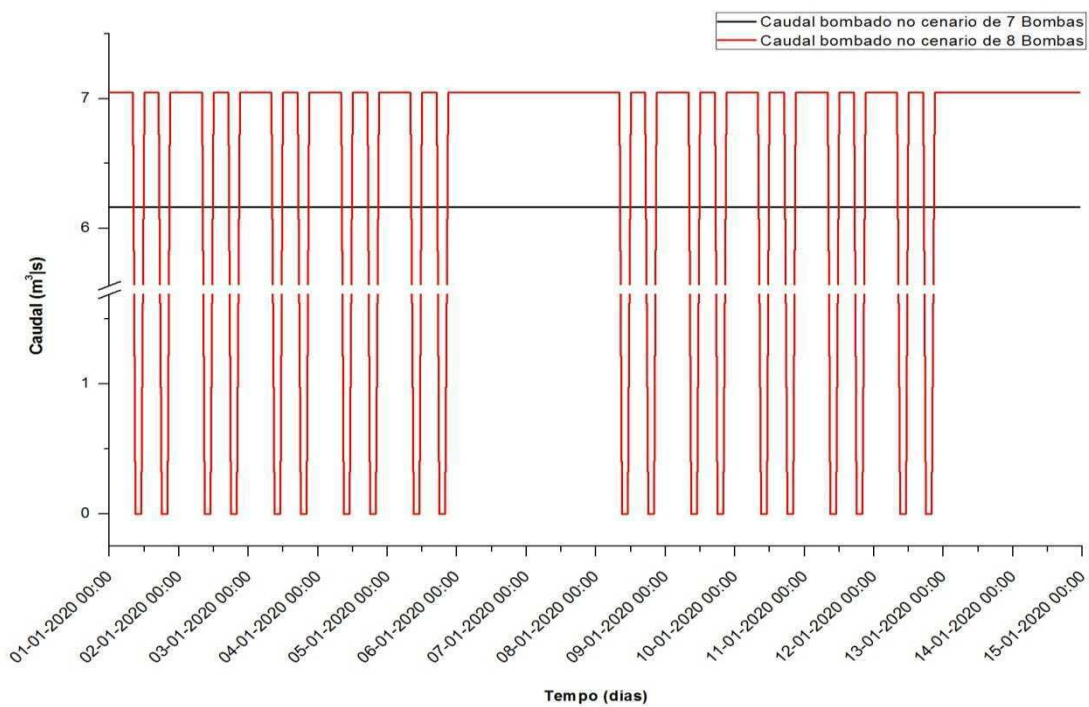


Figura 62 – Variação de caudais bombeados ao longo das simulações na situação de inverno

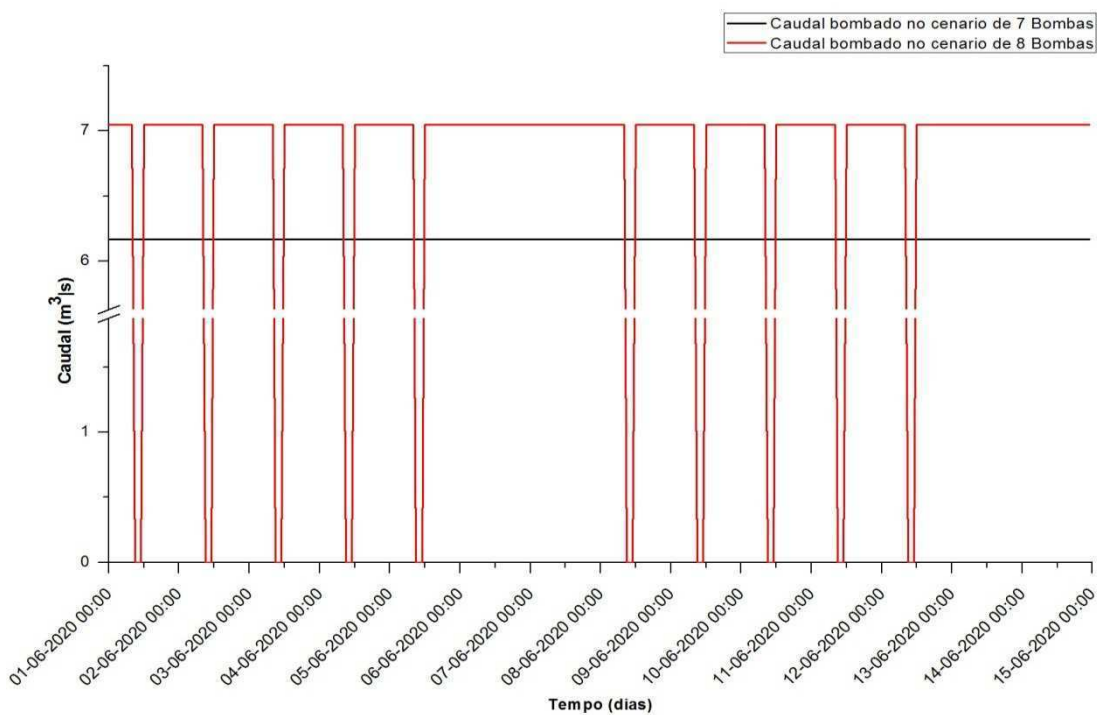


Figura 63 - Variação de caudais bombeados ao longo das simulações na situação de verão

Com as simulações realizadas em SOBEK, foi então possível determinar a variação do nível de água comparativamente com o nível de maré, podendo desta forma ser determinada a perda de carga para os cenários das 7 e 8 bombas no inverno e verão, Figuras 64 e 65 respetivamente.

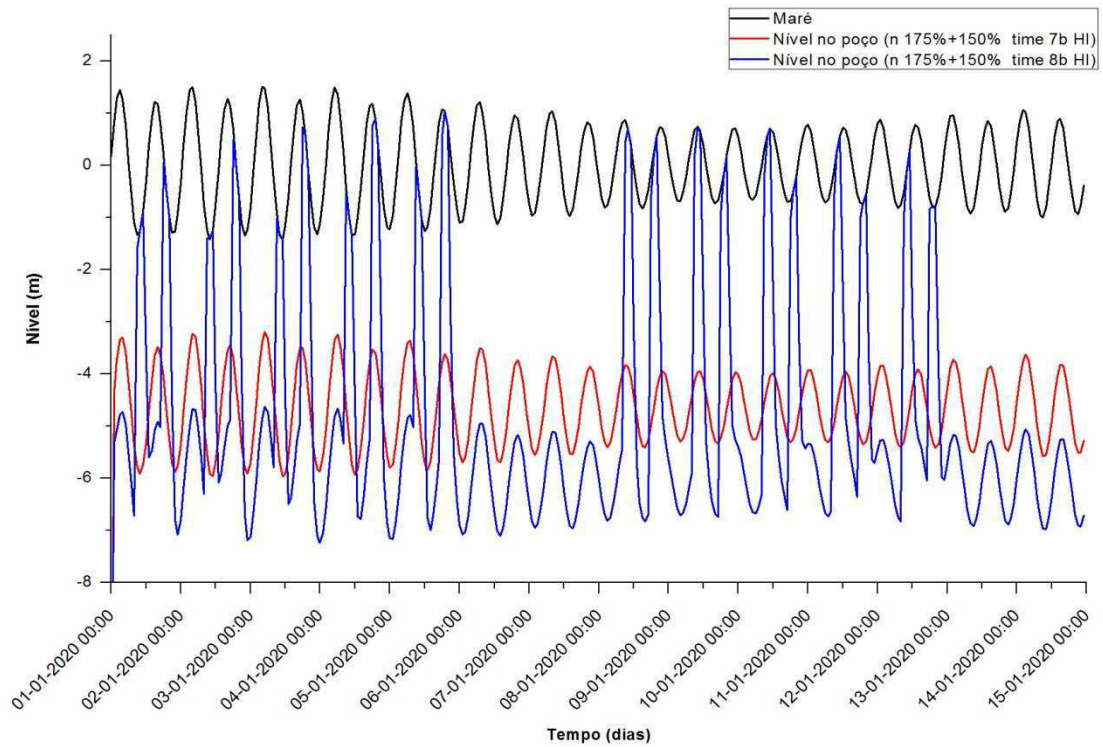


Figura 64 - Variação do nível de água no poço ao longo das simulações na situação de inverno

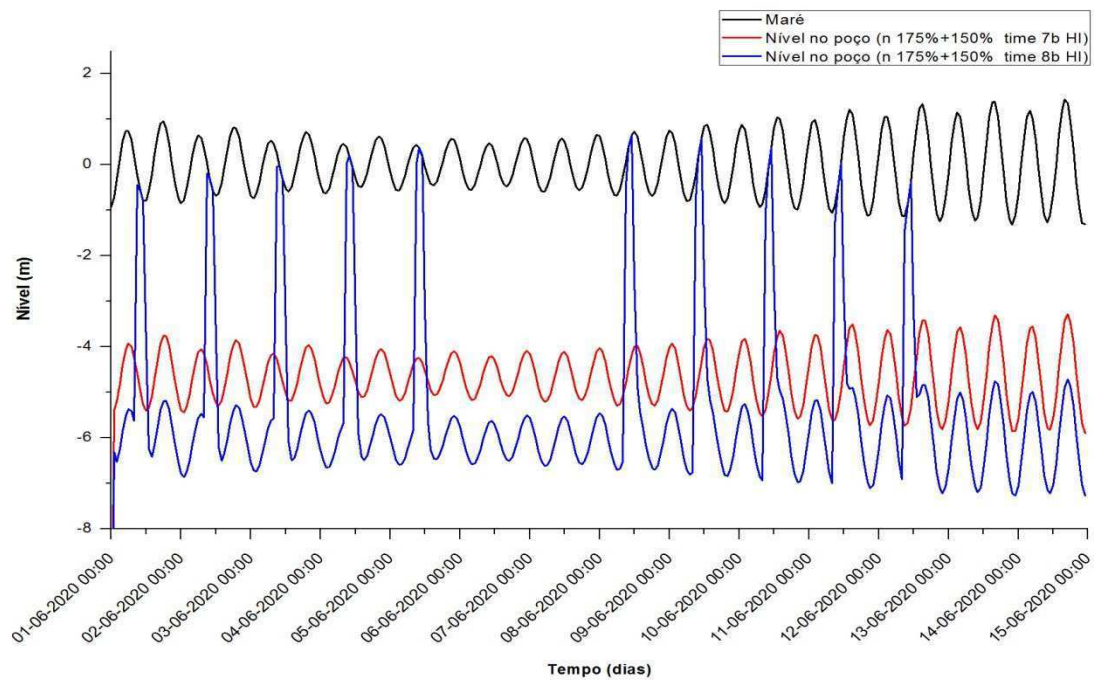


Figura 65 - Variação do nível de água no poço ao longo das simulações na situação de verão

Através da análise de ambos os gráficos obtidos a partir do programa hidráulico SOBEK, é possível concluir que a diferença de perda de carga máxima entre a utilização de 7 ou 8 bombas é de 2 metros para o cenário do inverno e de 1 metro no de verão.

Esta diferença pode ser explicada pelas diferentes leis de variação de maré utilizadas para os 2 cenários bem como pela maior quantidade de ciclos de paragem ocorridos no cenário de inverno, comparativamente com o de verão.

Por fim, relativamente ao cenário das 8 bombas, os níveis de água no poço de captação nunca são inferiores a 8 metros. Como o poço de captação tem 12,3 metros de profundidade, a utilização de 8 bombas é uma solução viável para o funcionamento da unidade aquícola, embora ocorra um aumento de perda de carga, comparativamente com o cenário das 7 bombas, o que se torna prejudicial ao sistema elevatório.

5.5.2 Análise do funcionamento das bombas para uma alteração na demanda de água nos tanques

A criação deste subcapítulo tem como objetivo demonstrar a multiplicidade de controlos de bombagem que podem ser feitos utilizando a ferramenta SOBEK, bem como a variedade de alterações que podem ser realizadas, sem afetarem a fiabilidade do modelo hidráulico.

Neste subcapítulo vai ser estudado como podem ser controladas as bombas para um cenário de alteração da demanda de água nos tanques. Embora este cenário seja hipotético, uma alteração da unidade aquícola, com o intuito de melhorar o seu funcionamento será sempre um cenário possível.

Para a concretização deste cenário foi introduzido no sistema uma comporta que simula uma lei de variação da demanda de caudal nos poços de captação. Esta lei de variação foi introduzida através de uma comporta localizada a jusante do sistema elevatório da unidade aquícola e a montante dos reservatórios piscícolas, sendo visível na Figura 30 a sua localização.

Para a realização das simulações no modelo SOBEK é importante referir que nas condutas de captação e rejeição, do circuito hidráulico, foi utilizada a rugosidade obtida na calibração das rugosidades, capítulo 5.4., para a última série temporal estudada, série 5, em que para as condutas de PEAD o $n = 0,0022 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ e as de betão é de $n = 0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$. As simulações foram realizadas espaço temporal de 01-01-2020 até 05-01-2020, em que a maré escolhida seguiu a lei de variação de maré ocorrida de 01-01-2010 até 05-01-2010.

O controlo da comporta será realizado através de uma lei de variação da abertura da mesma, controlada através da técnica *Time controller*, Tabela 34.

Para controlo do funcionamento das bombas serão utilizados controladores do tipo PID e Interval, pois possibilitam um controlo automático das bombas, utilizando como parâmetro de controlo o caudal. Na realização deste controlo diversos parâmetros foram utilizados, para possibilitar a realização das simulações, para a técnica de controlo PID e para *Interval controller*, sendo estes apresentados nas Tabelas 35 e 36.

Tabela 34 - Propriedades do controlador utilizado no controlo da comporta da unidade aquícola

Comporta nº 38 -Time					
Data	Tempo	Abertura inicial (m)	Data	Tempo	Abertura inicial (m)
01-01- 2020	00:00:00	3	03-01- 2020	00:00:00	2
01-01- 2020	04:00:00	0	03-01- 2020	04:00:00	1,9
01-01- 2020	08:00:00	1	03-01- 2020	08:00:00	1,8
01-01- 2020	12:00:00	1,2	03-01- 2020	12:00:00	2
01-01- 2020	16:00:00	2	03-01- 2020	16:00:00	1,9
01-01- 2020	20:00:00	2,2	03-01- 2020	20:00:00	0
02-01- 2020	00:00:00	3	04-01- 2020	00:00:00	0,5
02-01- 2020	04:00:00	3,3	04-01- 2020	04:00:00	1
02-01- 2020	08:00:00	4	04-01- 2020	08:00:00	1,7
02-01- 2020	12:00:00	3,6	04-01- 2020	12:00:00	2
02-01- 2020	16:00:00	3	04-01- 2020	16:00:00	3
02-01- 2020	20:00:00	2,9	04-01- 2020	20:00:00	2,7
			05-01- 2020	00:00:00	2

Tabela 35 - Propriedades das Bombas existentes na unidade aquícola

Bombas				
nº	Capacidade de bombagem (m³/s)	Sucção ligada (m)	Sucção desligada (m)	Controlo da abertura
8,9,20,21,23,24,25,26	1	-6	-8	PID ou Interval

Tabela 36 - Propriedades dos diferentes tipos de controladores utilizados no controlo das bombas da unidade aquícola

Bombas –PID					
Setpoint (m ³ /s)	Capacidade inicial (m ³ /s)	Capacidade mínima (m ³ /s)	Capacidade máxima (m ³ /s)	Máxima variação por segundo (m ³ /s ²)	k's
6	0,881	0	0,881	1	variável
Bombas –Interval					
Setpoint (m ³ /s)	below DB (m ³ /s)	above DB (m ³ /s)	Check de velocidade (m/s)	DB around SETPOINT	
6	0,881	0	1	variável	

Relativamente a Tabela 34, a lei de abertura da comporta é uma lei arbitrada com o único propósito de limitar o abastecimento dos reservatórios piscícolas para a simulação. Desta forma esta lei de abertura tem a função de simular uma lei de caudal para os reservatórios.

Como já foi referido neste subcapítulo irá ser simulado o funcionamento das bombas da unidade aquícola utilizando os controladores PID e *Interval controller*, para as mesmas condições do sistema. Para a técnica de controlo PID os parâmetros k_p , k_i , k_d , terão de ser calibrados de forma a ser obtido o melhor controlo possível das bombas, sendo esta a razão dos parâmetros variarem. Relativamente à técnica de controlo *Interval controller* o parâmetro DB around Setpoint é variável, pois serão realizadas simulações com o valor 0 e 1 para este parâmetro, Tabela 36.

Findada a apresentação dos dados a utilizar nas simulações será iniciada a apresentação dos resultados das simulações. Primeiramente serão apresentados os resultados que levaram à calibração dos parâmetros da técnica de controlo PID, seguindo a metodologia de calibração apresentada no capítulo 3.1, de seguida serão apresentados os resultados do controlo para a técnica *Interval controller*, para DB0 e DB1, e por fim serão comparados os controlos feitos com PID calibrado, DB0 e DB1 para aferir qual a melhor técnica de controlo de bombas automático disponível no modelo hidráulico SOBEK.

Para determinar os parâmetros da técnica de controlo PID, foi inicialmente tomado k_i e k_d como 0 e o valor de k_p aumentado gradualmente, até a solução começar a oscilar.

Nas Figuras 66 e 67 estão representadas as diversas simulações de k_p , utilizando valor nulo para os restantes parâmetros.

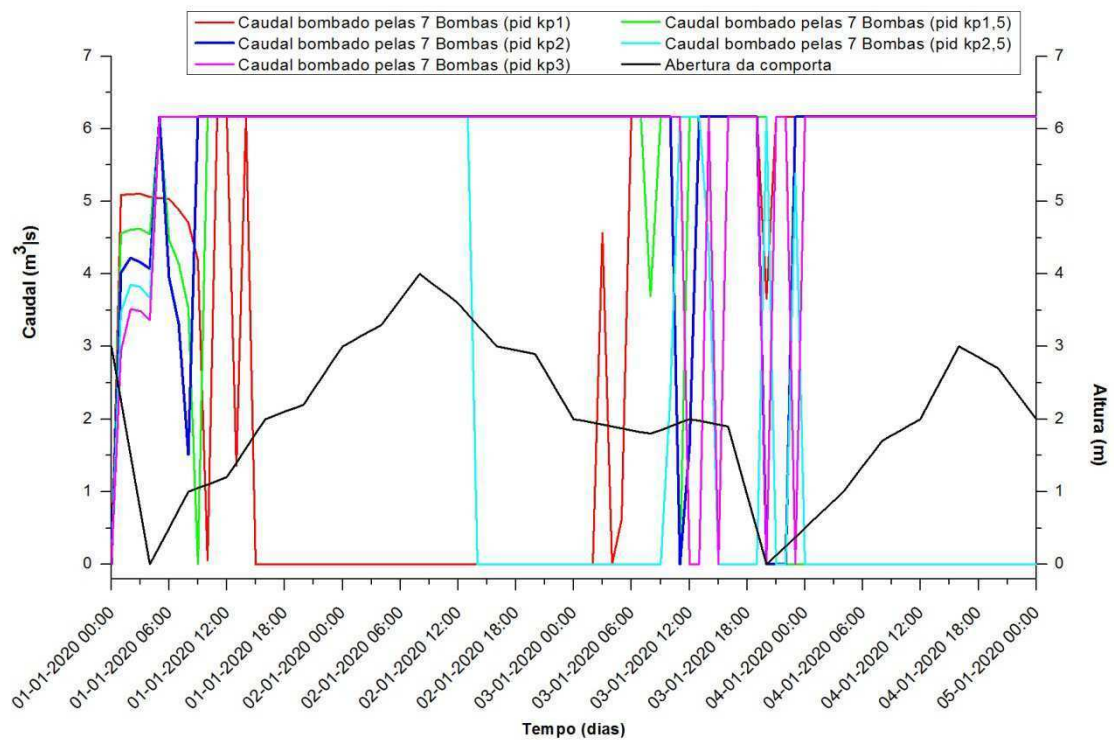


Figura 66 – Comparação das diversas calibrações de k_p , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

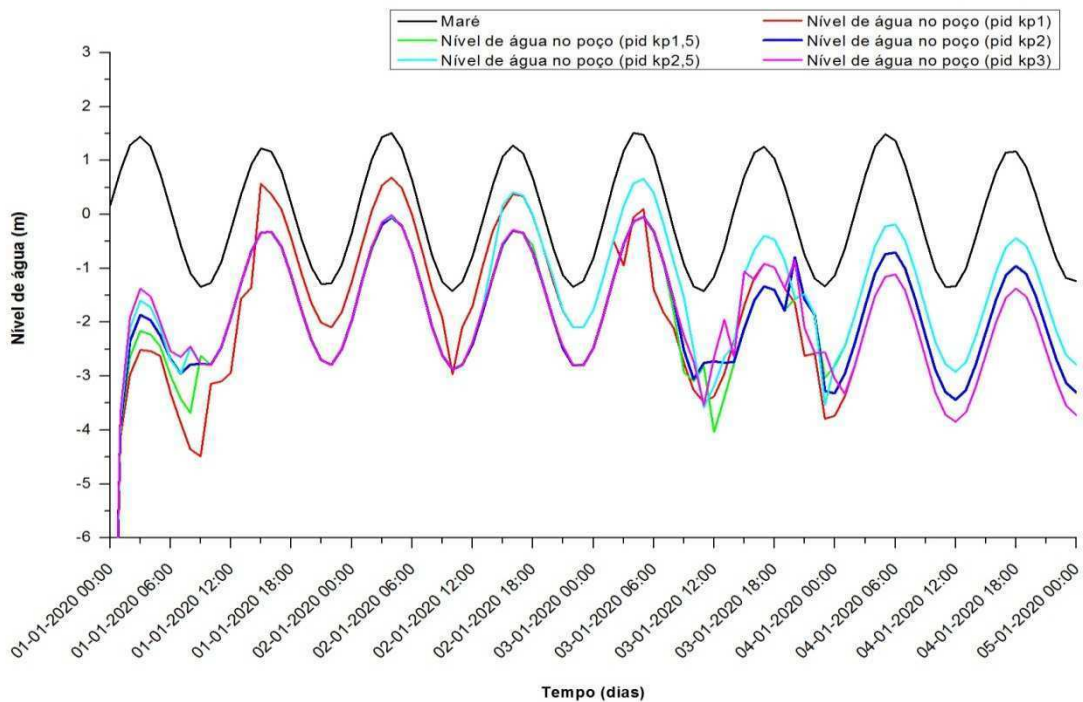


Figura 67 – Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_p , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

Tendo em conta que o objetivo final da utilização de controladores é bombear o máximo caudal possível com o mínimo de ciclos de paragem realizados pelas bombas, devendo estes ciclos apenas ocorrerem quando a comporta estiver fechada, foi estudado o caudal bombado em função do tempo de cada simulação, Figura 66.

Após uma análise cuidada da Figura 66 foi determinado que a melhor simulação é obtida com $k_p=2$. Assim, na maioria do espaço temporal, as bombas realizam poucos ciclos de paragem e bombam um caudal semelhante ao definido para *setpoint*.

Para provar que com $k_p=2$ pode ser obtida uma boa calibração, foi ainda estudada a variação do nível da água no poço de captação a montante do sistema de bombagem, Figura 67. Daí conclui-se que, na simulação em causa existem poucas oscilações da lei de variação do nível no poço, salientando-se apenas uma oscilação pontual por volta das 18 horas do dia 03-01-2020.

Findada desta forma a determinação do melhor valor de k_p , foi prosseguida a determinação dos parâmetros com base nas metodologias de calibração já descritas no subcapítulo 3.4.1. Desta forma, o valor de k_p foi dividido por metade e o valor de k_i aumentado em algumas vezes k_p . Mais uma vez, o valor de k_i é aumentado até surgir oscilações, com k_d a permanecer igual a zero.

Nas Figuras 68 e 69, estão representadas as diversas simulações do parâmetro k_i , com $k_p=1$ e $k_d=0$.

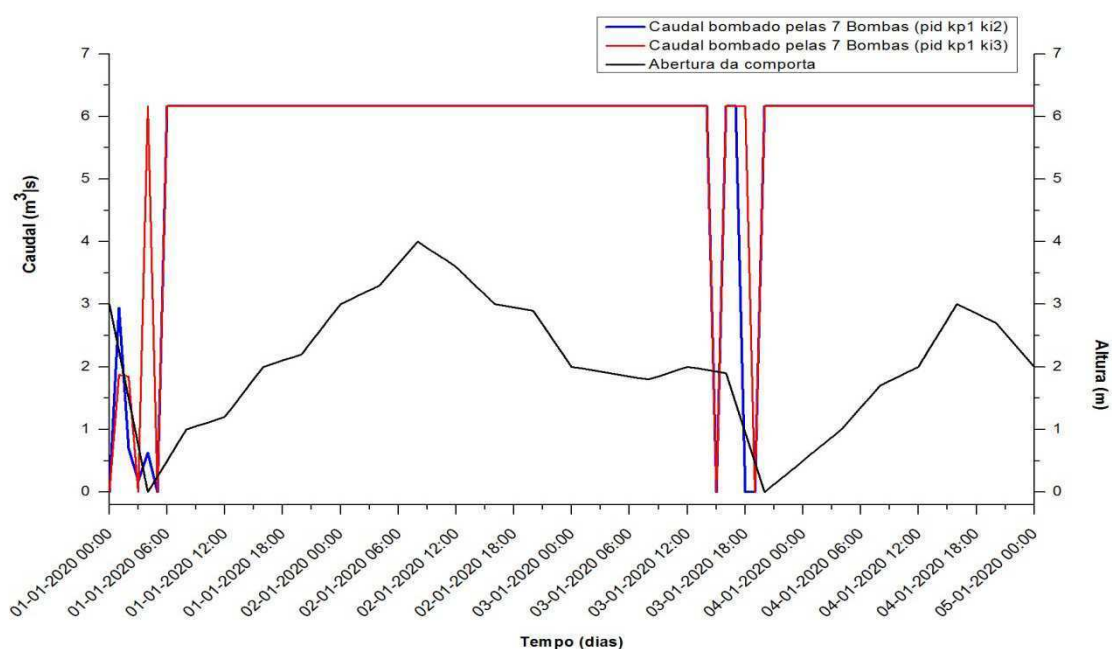


Figura 68 – Comparação das diversas calibrações de k_i , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação

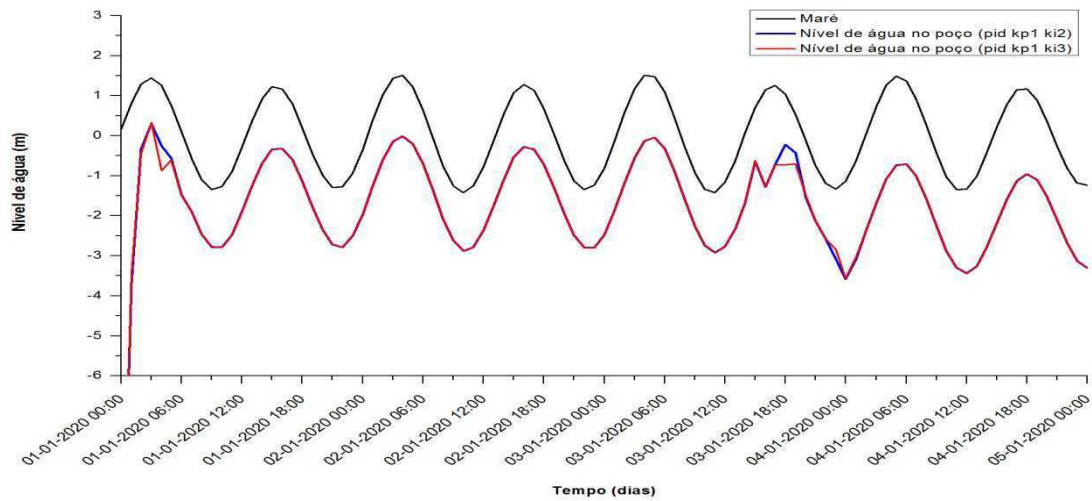


Figura 69 - Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_i , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

Através da Figura 68 é visível que para as duas simulações de k_i , o caudal bombado é semelhante, ocorrendo apenas numa fase inicial da simulação e, no horário das 18h do dia 03-01-2020 ligeiras melhorias utilizando $k_p=1$ e $k_i=2$.

Estas melhorias podem ainda ser visíveis na Figura 69, com maior aproximação à lei de variação da maré, por parte da utilização de $k_p=1$ e $k_i=2$ em detrimento de $k_p=1$ e $k_i=3$.

Por fim para a calibração dos parâmetros ficar completa o valor de k_d foi determinado sabendo apenas que o seu sinal pode ser o oposto do sinal de k_i .

Nas Figuras 70 e 71, estão representadas as diversas simulações do parâmetro k_d , utilizando $k_p=1$ e $k_i=2$.

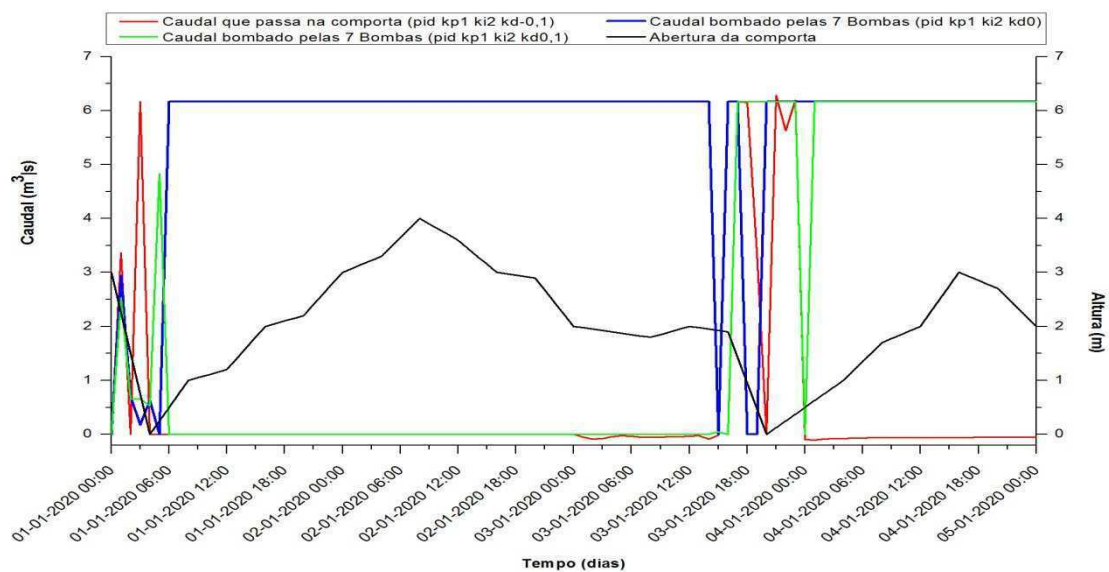


Figura 70 - Comparação das diversas calibrações de k_d , da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação

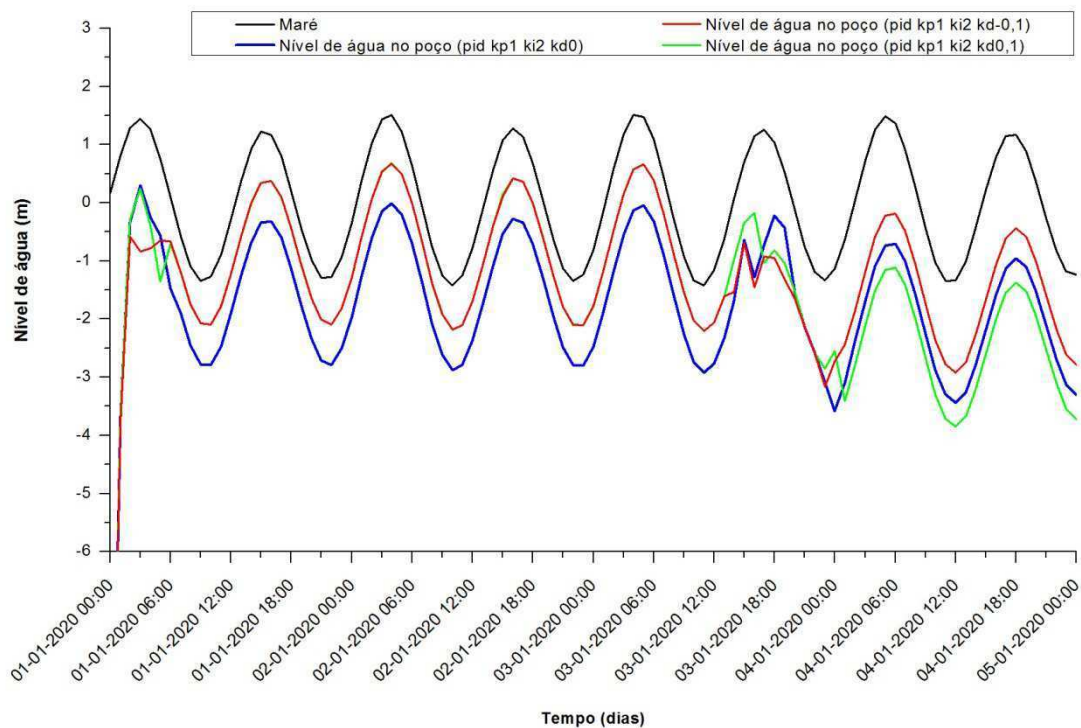


Figura 71 - Variação do nível da água no poço de captação das diversas calibrações de k_d , e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

Através da Figura 70 é visível que para as 3 simulações de k_d realizadas, a ligeira variação de 0,1 unidades de k_d alterou completamente o controlo das bombas. Para o controlo das bombas é, desde já afirmado, que o controlo que utiliza $k_d = -0,1$ é uma má opção de controlo, dado que as bombas não se encontram em funcionamento na maioria do intervalo de tempo em estudo. De igual forma se constatou que no controlo com $k_d = 0,1$ as bombas não funcionam desde o dia 01-01-2020 pelas 4h até ao dia 03-01-2020 às 20h.

Após esta análise, foi então determinado que o controlador que melhor está calibrado para o nosso caso de estudo é o PID com $k_p = 1$ $k_i = 2$ $k_d = 0$. A Figura 71 apenas será utilizada para se provar, onde esta simulação apresenta as suas falhas, que poderão ser observadas nas oscilações existentes na variação do nível no poço.

Entre as 16 horas e as 20 horas do dia 03-01-2020 ocorre a única lacuna desta simulação: um ligeiro pico de oscilação do nível no poço, possivelmente explicado pela ocorrência de um ciclo de paragem das bombas.

Caso seja necessário observar cada uma das simulações de calibração dos parâmetros em pormenor, estas serão ser apresentadas individualmente no Anexo C, Figuras 101 até 120.

Com a determinação da melhor das calibrações realizadas, $k_p=1$ $k_i=2$ $k_d=0$, será feita, para todo o intervalo de tempo em análise, a comparação entre o método de controlo PID e o método Interval controller DB0 e DB1.

Tal paralelismo irá ser apresentado, graficamente, nas Figuras 72 e 73, com o intuito de serem comparados caudais bombados, bem como perdas de carga de cada uma das simulações realizadas.

Cada um dos métodos de controlo aqui estudados, será apresentado individualmente no Anexo C, Figuras 121 até 126, para possibilitar ao leitor uma melhor análise do caudal bombado bem como da lei de variação do nível de água no poço de captação originada.

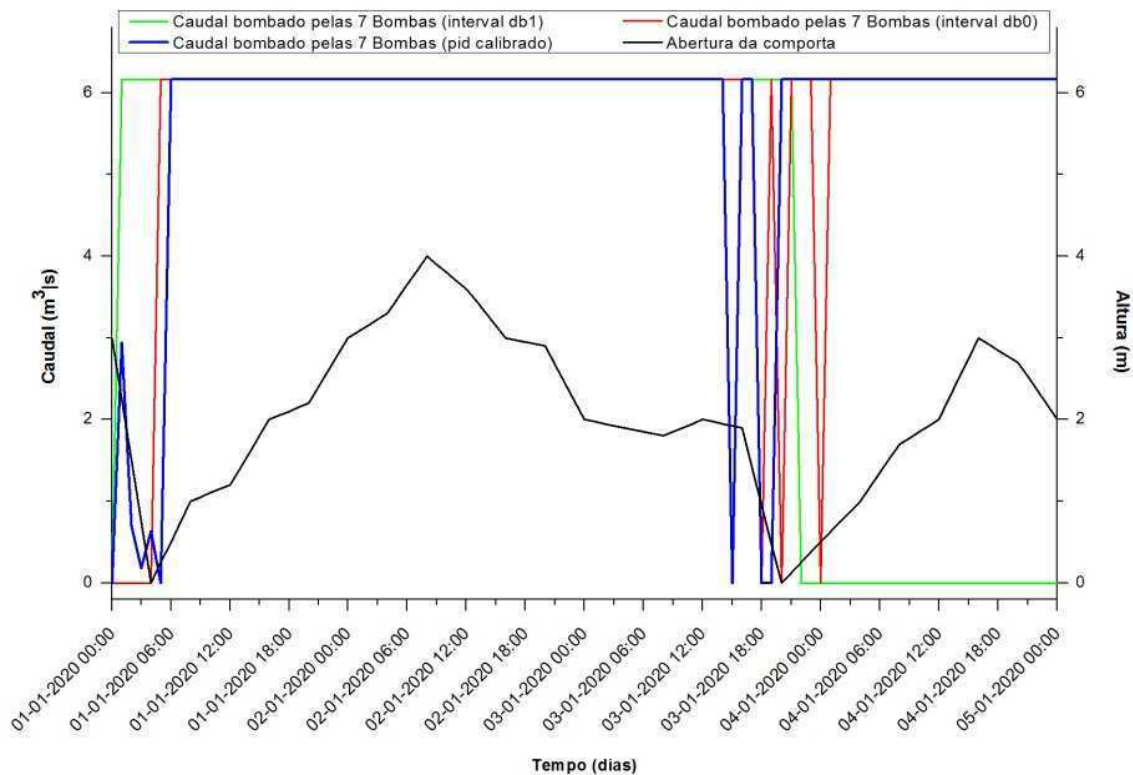


Figura 72 - Comparação das diversas técnicas de controlo, com a lei de abertura da comporta ao longo da simulação

Das três simulações realizadas, é notório, perante a Figura 72, que o pior dos métodos de controlo utilizado é o *Interval controller* DB1. No primeiro instante em que a comporta está fechada, dia 01-01-2020 às 4 horas, as bombas continuam a bombear caudal. Para obter um correto funcionamento do sistema, tal não deveria acontecer. Outro dos problemas deste método de controlo é o facto de as bombas deixarem de funcionar a partir do dia 03-01-2020 às 20 horas, até ao final do tempo de estudo, quando tal não deveria acontecer.

Relativamente ao caudal bombado nos restantes dois métodos de controlo das bombas, PID e *Interval controller* DB0, poder-se-á afirmar que as soluções de controlo são satisfatórias. Verifica-se, no entanto, que nas primeiras 4 horas de simulação, o método *Interval Controller* DB0 não está a bombear qualquer caudal. A verdade é que, nesse espaço temporal, não existe qualquer impedimento para a bombagem de água.

De referir ainda, que para ambos os métodos, PID e *Interval Controller* DB0, estarem a ocorrer um e dois ciclos de paragem das bombas respetivamente, em instantes próximos do segundo momento em que a comporta está fechada, dia 03-01-2020 as 20 horas, quando tal não deveria acontecer.

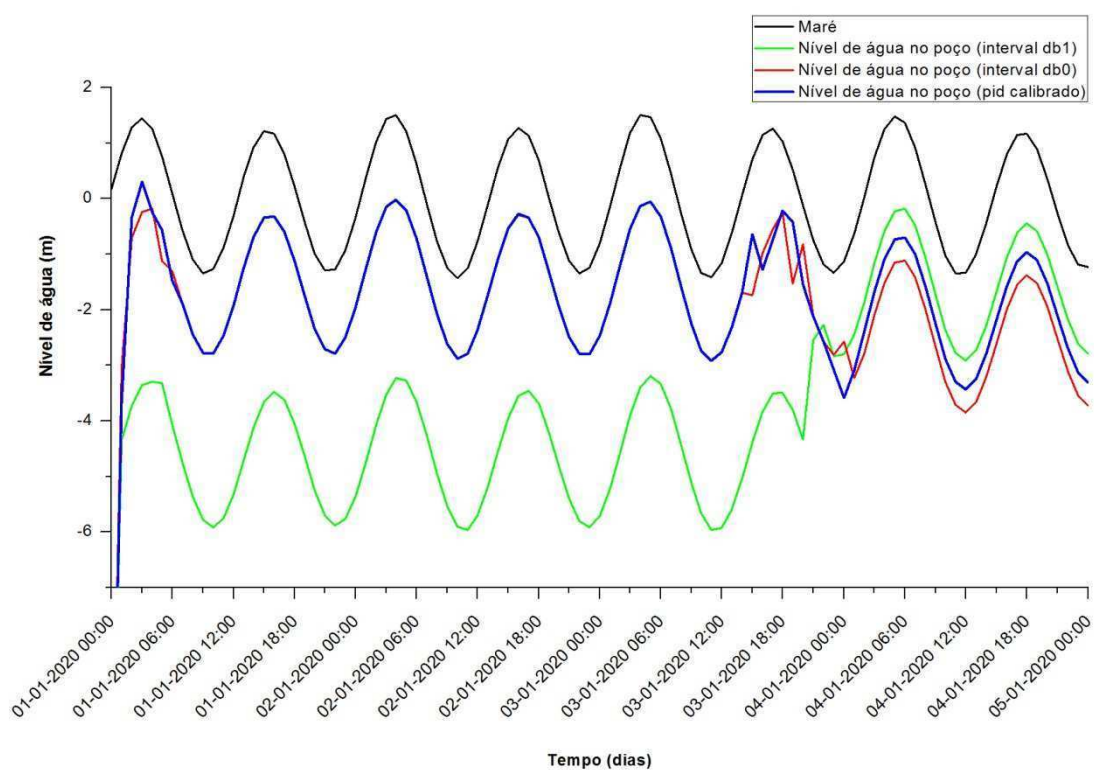


Figura 73 - Variação do nível da água no poço de captação para as diferentes técnicas de controlo, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

Antes de tecer considerações finais sobre os 3 métodos de controlo em estudo, será importante analisar a Figura 73. Através das comparações dos níveis de água no poço de captação pode ser aferido que, a simulação realizada com a técnica de controlo *Interval controller* DB1, é aquela que origina mais perdas de carga ao sistema. Tal fundamenta a ideia de que esta técnica é, efetivamente, a pior das soluções de controlo.

Relativamente aos outros dois métodos de controlo é de salientar que a perda de carga para os primeiros três dias e para o último dia é, respetivamente, de cerca de 1 metro e um aumento para 2 metros de perda de carga. Esta última é obtida através da comparação direta, para cada instante de tempo em análise, entre o nível da maré, condição de fronteira sistema montante, e o nível de água no poço de captação, final do circuito de captação.

Deve ainda ser referido que como seria de esperar o tipo de variação no nível de água no poço de captação, dos dois métodos anteriormente referidos, são idênticas. A explicação para realidade prende-se com o facto de o controlo realizado nas bombas, obter um tempo e intensidade de bombagem semelhante para praticamente todo o período de simulação.

Para uma completa interpretação da Figura 73, terão que ser tecidas as seguintes fundamentações: em cada um dos métodos de controlo, é visível o efeito dos ciclos de paragem indevidos no nível de água no poço, onde são criadas oscilações comparativamente com a lei variação do nível da maré.

Feita a análise do funcionamento das bombas da unidade aquícola para uma demanda futura de água nos tanques, é possível concluir que o método de controlo mais eficaz é o PID.

Esta conclusão não é propriamente uma surpresa, na medida em que, aquando do estudo das metodologias de controlo de estruturas hidráulicas, Capítulo 3.1, o controlo com a técnica PID era aquele que controlava as estruturas hidráulicas mais eficazmente.

Comparativamente com as outras duas técnicas, a melhor eficiência do PID é comprovada pelo facto de este ser o método de controlo em que, em instantes indevidos ocorrem menos ciclos de paragem das bombas, origina menor perda de carga no sistema hidráulico e aquele que está em atividade nas primeiras quatro horas de simulação das bombas.

Conclusões

6.1 Conclusões

Este trabalho teve como objetivo principal a aplicação de técnicas de modelação para estudo do funcionamento de uma unidade aquícola. Pretendeu-se analisar a evolução da rugosidade das condutas bem como o funcionamento das bombas para alterações futuras das tarifas energéticas e da demanda de água nos tanques piscícolas.

Para cumprir estes objetivos, houve a necessidade de estudar a variação do nível da maré do local onde se encontra localizada a obra hidráulica em estudo, o rendimento das bombas, tendo ainda sido realizada uma comparação da variação do nível com o rendimento das bombas.

Perante os resultados obtidos e analisados, este estudo possibilitou retirar as seguintes conclusões:

Como **conclusões iniciais** do trabalho desenvolvido:

Previsão do nível de maré

- O modelo de previsão da maré, obtido com a ferramenta *Delft Dashboard*, para Figueira da Foz, é aquele que, mais se aproxima dos valores de preia-mar e baixa-mar registados, para a zona onde se encontra localizada a obra hidráulica em estudo;
- Quando as bombas a jusante do poço não estão a funcionar é visível que, o nível de água no poço de captação varia entre 13,65 e 10,36 metros no período analisado. Tal variação acontece devido exclusivamente à variação do nível da maré pois, nestas condições não existem de perdas de carga no sistema;

- Para todas as séries de resultados estudados, a lei de variação do nível de maré, está bem ajustada aos valores do nível de água no poço de captação, embora para os valores de pico dos níveis de água no poço, a lei escolhida apresente uma aproximação por defeito.

Estudo do rendimento das bombas

- A potência instalada de cada bomba é de 250 kW, e a potência de cada bomba é variável em todas as séries de valores estudadas. Esta variação está diretamente relacionada com as condições iniciais do sistema, estando neste caso, diretamente relacionada com a variação do nível de maré, que origina uma variação na potência útil de cada bomba.

Estudo da variação do rendimento em função do nível de maré

- O nível de água no poço varia entre 5 m e 12,5 m e, na sua grande maioria, os níveis estão compreendidos entre 6,5 m e 11 m, representando cerca de 80% dos valores da amostra de registos analisada. Relativamente ao rendimento por bomba, este está compreendido entre 68% e 92%, com uma maior ocorrência entre os 74% e os 84%, representando cerca de 79% dos valores da amostra de registos analisada;
- Para os valores médios de rendimentos e de nível de água, conclui-se que, quando o nível de água baixa o rendimento aumenta. Sendo assim, poder-se-á dizer que o rendimento varia na razão inversa do nível de água no poço. Esta variação é também comprovada, através da comparação direta do rendimento em função do nível de maré, pois a linha de tendência originada por esta comparação assume um declive negativo.

Relativamente à **análise e aplicação do modelo hidráulico para a unidade aquícola** concluiu-se que:

Análise da influência das incrustações nas condutas de captação

- Para a série1 (09-04-2010 a 13-04-2010), foram realizadas diversas simulações até se chegar à melhor aproximação ao nível de água medido no poço. As simulações foram iniciadas para a rugosidade teórica do PEAD e do betão traduzidas pelos coeficientes $n = 0,008$ e $0,015 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$, obtendo-se a melhor aproximação ao nível de água medido no poço de

captação, com $n= 0,020 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o PEAD e $n= 0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o betão.

- Na série 2 (27-09-2010 a 28-09-2010) constatou-se que, no período de cinco meses entre a série 1 e 2, de (13-04-2010 a 27-09-2010), a rugosidade das condutas aumentou 50 %, passando de $n= 0,020$ unidades e $0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$, para $n= 0,024$ e $0,045 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$, respetivamente PEAD e betão.
- Para a série 3 (12-10-2010 a 21-10-2010), devido ao facto de a série 2 e 3, estarem separadas apenas por um período de 15 dias, a rugosidade não sofreu alterações.
- No caso da série 4 (24-01-2011 a 27-01-2011), ocorreu decréscimo da rugosidade, apenas possível de ser explicado com a ocorrência de uma limpeza das condutas de captação, entre a série 3 e 4 (21-10-2010 a 24-01-2011). Comparativamente com a série 3, ocorreu um decréscimo de 25% da rugosidade na conduta de PEAD e de 50 % na de betão, passando a ser $n= 0,022$ e $0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ respetivamente.
- Com a série 5 (21-03-2011 a 25-03-2011), é possível observar que a hipotética limpeza das condutas foi relativamente eficaz, pois em 2 meses, intervalo de tempo que separa série 4 da 5, a rugosidade das condutas não aumentou, mantendo-se a rugosidade em $n= 0,024 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o PEAD e de $n= 0,0375 \text{ s}\cdot\text{m}^{(-1/3)}$ para o betão.
- Conclui-se desta forma que a rugosidade das condutas em obras hidráulicas, sujeitas ao fenómeno de *macrofouling*, tendem a aumentar ao longo do tempo, podendo os efeitos deste fenómeno ser minimizados com a limpeza das condutas.
- Com base na série 1, constata-se que a perda de carga máxima no intervalo de tempo em que as bombas estão a funcionar, é de cerca de 3,5 metros, representando 28,5% de perda de carga. Este valor embora seja abaixo do intervalo que Resende obteve 50 e 300%, é de qualquer modo surpreendente na medida em que as condutas do circuito de captação têm 3 km e diâmetros entre 2 e 3 metros enquanto no exemplo estudado por Resende as condutas tem diâmetros na ordem de centímetros. Assim, é fundamental na fase de projeto deste tipo de infraestrutura considerar a eventual ocorrência deste fenómeno e adotar medidas de mitigação do mesmo, como limpezas programadas, proteção nas tomadas de água ou

prolongamento das condutas até profundidades em que a diversidade biológica seja reduzida.

Análise do funcionamento das bombas para uma alteração futura das tarifas energéticas

Custo

- Para o inverno, é possível observar que o custo para as 7 bombas a funcionar continuamente varia entre 185,76 e 94,41 €/hora com um custo médio de 129,25 €/hora, tendo a bombagem ao longo do tempo 4 custos possíveis: 94,41 €/hora; 111,76 €/hora; 148,05 €/hora e 185,76 €/hora. Para 8 bombas a funcionar em todo o intervalo de tempo, excetuando as horas de ponta, o custo varia entre 0 e 169,20 €/hora com um custo médio de 128,76 €/hora, tendo como custos possíveis: 0 €/hora; 107,90 €/hora; 116,30 €/hora e 169,20 €/hora;
- No verão é possível observar que o custo, tanto para o caso das 7 bombas a funcionar continuamente, como para as 8 bombas a funcionar para todo o intervalo de tempo, excetuando as horas de ponta, têm o mesmo valor mínimo, máximo e os mesmos 4 custos possíveis que para o período de inverno, variando apenas o custo médio do inverno para verão. Neste período existem mais horas de ponta, criando, desta forma, um acréscimo do custo utilizando 7 bombas e aumentando o nº de horas em que, no cenário de 8 bombas, as mesmas estão paradas. Para este cenário o custo médio de bombagem para as 7 bombas é de 132,90 €/hora e para as 8 bombas de 113,97 €/hora.

Caudal

- No inverno, o caudal médio bombado no cenário de 8 bombas é superior ao bombado por 7 bombas, sendo respetivamente 23107,37 m³/h e de 22201,20 m³/h, respetivamente. No verão, ocorre o oposto, ou seja, é bombado mais caudal através das 7 bombas, 22201,20 m³/h, do que pelas 8 bombas, 20841,94 m³/h. Ao fim de um ano, as 7 bombas a funcionar continuamente, bombam cerca de 195 milhões m³/ano enquanto 8 bombas, a funcionar para todo o intervalo de tempo excetuando as horas de maior custo, bombam 193 milhões m³/ano, ou seja menos 2 milhões m³/ano. Embora possa parecer grande a diferença, é possível assegurar que estes 2 milhões m³/ano são uma diferença mínima. Tal é

comprovado pelo facto de as 7 bombas bombarem 6,167 m³/s, enquanto 8 bombas bombam 6,104 m³/s. Esta diferença de 0,063 m³/s permite-nos aferir que o funcionamento, para os casos em estudo, é semelhante relativamente ao nível de quantidade de água;

- Desta forma, fica atestado que, tanto a nível de custos de bombagem, como a nível de quantidade de água, a solução das 8 bombas é, uma solução de controlo mais económica considerando apenas os custos energéticos, para uma alteração futura das tarifas.

Perdas de carga

- Com os resultados obtidos a partir do programa SOBEK, é possível concluir que a diferença de perda de carga máxima entre a utilização de 7 ou 8 bombas é de 2 metros para o cenário do inverno e de 1 metro no de verão. Esta diferença de perda de carga entre verão e inverno pode ser explicada pelas diferentes leis de variação de maré utilizadas para verão e inverno, bem como pela maior quantidade de ciclos de paragem ocorridos no cenário de inverno, comparativamente com o de verão.
- Por fim, relativamente ao cenário das 8 bombas, os níveis de água no poço de captação nunca são inferiores a 8 metros. Como o poço de captação tem 12,3 metros de profundidade, a utilização de 8 bombas é uma solução viável para o funcionamento da unidade aquícola, embora ocorra um aumento de perda de carga, comparativamente com o cenário das 7 bombas.

Análise do funcionamento das bombas para uma alteração na demanda de água nos tanques

Caudal bombado

- Relativamente ao caudal bombado, é visível que das 3 simulações realizadas, o pior dos métodos de controlo utilizado é o *Interval controller* DB1 pois para o primeiro instante em que a comporta está fechada, dia 01-01-2020 às 4 horas, as bombas continuam a bombear caudal, o que não deveria ocorrer, para se obter um correto funcionamento do sistema. Outro dos problemas deste método de controlo é o facto de as bombas não funcionarem a partir do dia 03-01-2020 às 20 horas até ao final do tempo de estudo, não havendo impedimento nenhum para que tal aconteça.

- Quanto ao caudal bombado nos restantes dois métodos de controlo das bombas, PID e *Interval controller* DB0, as soluções de controlo são satisfatórias, embora com o método *Interval Controller* DB0, nas primeiras 4 horas de simulação, não seja bombado qualquer caudal, quando para esse intervalo de tempo, não existe qualquer impedimento para a bombagem de água.
- De referir ainda que com os métodos de controlo PID e *Interval Controller* DB0, ocorrem um e dois ciclos de paragem das bombas respetivamente, em instantes próximos do segundo momento em que a comporta está fechada, dia 03-01-2020 às 20 horas, quando tal não deveria acontecer.

Níveis de água

- Com a técnica de controlo *Interval controller* DB1, são originadas mais perdas de carga ao sistema, sendo esta mais uma razão para ser dito que, esta técnica é de facto a pior das soluções de controlo.
- Relativamente aos outros dois métodos de controlo, PID calibrado e *Interval controller* DB1, é de salientar que a perda de carga para os primeiros 3 dias é de cerca de 1 metro e para o último dia tem um aumento para 2 metros, sendo esta perda de carga obtida através da comparação direta, para cada instante de tempo em análise, entre o nível da maré, condição de fronteira do sistema, e o nível de água no poço de captação, final do circuito de captação.
- Como seria de esperar também se concluiu que a variação no nível de água no poço de captação, dos dois métodos anteriormente referidos, são idênticas, visto o controlo realizado nas bombas, obter um tempo e intensidade de bombagem semelhante para praticamente todo o período simulado.
- Esta análise é findada com a conclusão que a técnica de controlo PID é o melhor método de controlo das bombas entre os métodos analisados, pois, com este método, ocorrem menos ciclos de paragem das bombas em instantes indevidos. Origina-se, desta forma, menos perdas de carga no sistema hidráulico. Esta é, ainda, a única técnica em que, para as primeiras 4 horas de simulação, as bombas estão a funcionar.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros, salienta-se a aplicação do modelo hidráulico de quantidade de água criado no desenvolvimento desta dissertação a um SSD, sistema de suporte as decisões, possibilitando desta forma um controlo automático, para todos os cenários desejados, das estruturas hidráulicas da unidade aquícola.

Seria também interessante a construção de um modelo de qualidade da água, como forma de estudar o decaimento dos níveis de oxigénio dos reservatórios piscícolas, bem como de outros parâmetros indicadores da qualidade da água. Com a construção deste modelo o circuito de distribuição da unidade aquícola teria elevada importância, sendo, desta forma, relevante uma análise isolada dos berçários e tanques de engorda.

Teria ainda particular pertinência, a realização de um modelo para simulação das condições oceânicas na região da captação.

Por fim, poderia ser analisado o impacto da dispersão das águas rejeitadas, por parte do circuito de restituição de água ao mar, não só para as praias concessionadas da zona em estudo, mas também ao próprio ambiente marítimo local. Poderia ser interessante observar, a existência ou não, do crescimento de algumas espécies, com as condições particulares criadas na zona de descarga.

Bibliografia

- Anand, A. et al., 2012. *A coordination-based approach for real-time management of large-scale water systems*. Hamburg, Germany, 10th International Conference on Hydroinformatics HIC.
- Brouwer, 2001. *Lecture Notes:Operational Water Management*. The Netherlands: Delft University of Technology.
- Brouwer, 2004. *Lecture Notes:Irrigation and Drainage*. The Netherlands: Delft University of Technology.
- Burt, C., 1999. *Current Canal Modernization from an International*. Phoenix, Arizona: Proceedings USCID-Workshop.
- Burt, C. & Piao, X., 2002. *Advances in PLC-Based Canal Automation*. San Luis Obispo, California: Proceedings USCID-Conference on Benchmarking Irrigation System.
- Cardoso, A. H., 1998. Hidráulica Fluvial. In: Lisboa: Fundação Calouse Gulbenkian.
- Clemmens, A. & Schuurmans, J., 2004. *Simple Optimal Downstream Feedback Canal Controllers: Theory*. s.l.:Journal of Irrigation and Drainage, ASCE.
- Clemmens, A., Strand, R. & Bautista, E., 2005. *Field testing of SacMan automated canal control system*. San Luis Obispo, California: Proceedings of USCID Third International Conference on Irrigation and Drainage.
- Comissão das Comunidades Europeias, 2009. *Construir um futuro sustentável para a aquicultura,162 final*. Bruxelas: s.n.
- Delft Dashboard , 2010. *User Manual*, Netherlands: WL | Delft Hydraulics.
- EDP Serviço Universal, 2012. *Tarifas Transitórias de Venda a Clientes Finais em Portugal Continental*, Lisboa: EDP.
- European Commission, 2008. *Facts and figures on the CFP*. Luxembourg: Office for Official Publications of the European Communities.
- HEC-RAS River analysis system, 2010. *Hydraulic Reference Manual*. Davis,CA: U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center.

- Malaterre, P. & Baume, B., 1998. *Modeling and regulation of irrigation canals: existing applications and ongoing researches*. San Diego: Proceedings of IEEE Conference on System, Man and Cybernetics.
- Malaterre, P., Rogers, D. & Schuurmans, J., 1998. *Classification of Canal Control Algorithms*. s.l.:Journal of Irrigation and Drainage Engineering.
- Mansur, M. C. D. et al., 2003. Primeiros dados quali-quantitativos do mexilhão-dourado, *Limnoperna fortunei* (Dunker), no delta do jacuí, no lago guaíba e na laguna dos patos, rio grande do sul, brasil e alguns aspectos de sua invasão no novo ambiente. *Revista Brasileira de Zoologia*, Volume Numero 20, pp. 75-84.
- Martins, J. G., 2004. Distribuição e Drenagem de Águas. In: *Condições Técnicas de Execução*. Porto: Universidade Fernando Pessoa, p. 87.
- Mediterranean Fisheries Research, Production and Training Institute, 2010. *Turbot Culture in France and Spain*. Special Publication 5: Yılmaz EMRE.
- MIKE11 - a Modelling System for Rivers and Channels, 2003. *Short Introduction Tutorial*. Denmark: DHI Water & Environment.
- Office of Hydrologic Development, 2007. *Evaluation of Hydraulic Models in Support of NWS*. Silver Spring(Maryland): U.S. DEPARTMENT OF COMMERCE.
- Overloop, P. v., 2003. *Drainage Control in Water Management of Polders*. Utrecht, The Netherlands: ICID-proceedings Drainage Workshop 2003.
- Overloop, P. v., 2006. *Drainage Control in Water Management of Polders in The Netherlands*. The Netherlands: Journal of Irrigation and Drainage Systems.
- Overloop, P. v., 2006. *Model Predictive Control on Open Water Systems*. Amsterdam: IOS Press.
- Overloop, P. v., Mursi-Batt, A., Heeringen, K. v. & Thabet, R., 2001. *Real-Time-Control of Water Quantity and Quality in a Re-Use of Drainage Water Project*. Seoul, N-Korea: Proceedings International ICID-Conference.
- Reed, S., Moreda, F., Gutierrez, A. & Aschwanden, C., 2009. *Transitioning NWS Operational Hydraulics Models from FLDWAV to HEC-RAS*. s.l.:ASCE.
- Resende, M. F., 2007. *A variação das características hidráulicas em condutas forçados devido à infestação pelo *Limnoperna fortunei**. Belo Horizonte: Programa de Pós-

graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos da Universidade Federal de Minas Gerais.

Ricciardi, A., 2003. *Predicting the impacts of an introduced species from its invasion history: an empirical approach applied to zebra mussel invasions*. s.l.:Freshwater Biology. n° 48 p. 972 – 981.

Ross D. Zhou, P., Judge, D. G. & Donnelly, C. R., 2005. *Comparison of HEC-RAS with FLDWAV and DAMBRK MODELS for dam break analysis*. Canada: CDA Annual Conference.

Schuurmans, J., 1999. *Control of water levels in open channels*. The Netherlands: Ph.D.- dissertation Delft University of Technology.

Schuurmans, J. et al., 1999a. *Simple Water Level Controller for Irrigation and Drainage Canals*. s.l.:Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE.

Schuurmans, W. et al., 1999b. *Automatic control of the Grand Prairie project*. Phoenix: Proceedings USCID-Workshop.

Seatzu, C. & Usai, G., 2002. *A decentralized volume variations observer for open channels*. s.l.:Applied Mathematical Modeling.

SOBEK, 2002. *User Manual*. Netherlands: WL | Delft Hydraulics.

Vanderkimpen, P., Melger, E. & Peeters, P., 2009. *Flood modeling for risk evaluation – a MIKE FLOOD vs. SOBEK 1D2D benchmark study*. London: Taylor & Francis Group.

Vieira, J. M. P., Duarte, A. A. L. S. & Pinho, J. L. S., 2008. Monitorização Ambiental de um Projecto Aquícola em Zona Costeira. *Revista Engenharia Civil*, Volume Numero 33, pp. 197-209.

Legislação

Comunicado [2009/0162](#) do Parlamento Europeu e do Conselho, de 23 de Abril de 2009

Decreto-Lei n° [243/2003](#) de 7 de Outubro de 2003

Resolução [2011/C 236 E/24](#) do Parlamento Europeu, de 17 de Junho de 2010

Recursos na internet

Agência Portuguesa do Ambiente, 2007. [Online]

Available at: http://www.iambiente.pt/IPAMB_DPP/docs/RNT1702.pdf

[Acedido em 9 Dezembro 2011].

DGPA- Direcção Geral das Pescas e Aquicultura, 2011. [Online]

Available at: [http://www.dgpa.min-](http://www.dgpa.min-agricultura.pt/xportal/xmain?xpid=dgpa&actualmenu=54207&selectedmenu=168184&xpgid=genericPage&conteudoDetalhe=168786)

[agricultura.pt/xportal/xmain?xpid=dgpa&actualmenu=54207&selectedmenu=168184&xpgid=genericPage&conteudoDetalhe=168786](http://www.dgpa.min-agricultura.pt/xportal/xmain?xpid=dgpa&actualmenu=54207&selectedmenu=168184&xpgid=genericPage&conteudoDetalhe=168786)

[Acedido em 8 Dezembro 2011].

Food and Agriculture Organization of the United Nations, 2011. [Online]

Available at: http://www.fao.org/fishery/culturedspecies/Psetta_maxima/en

[Acedido em 9 Dezembro 2011].

Google, 2005. *Google Earth*. [Online]

Available at: <http://www.google.com/earth/index.html>

[Acedido em 25 Setembro 2012].

ipac, 2005. [Online]

Available at:

http://www.ipacuicultura.com/edicion_impresa/135/41/empresas/5858/instalaciones_e_innovacion_tecnologica-p1.html

[Acedido em 29 Janeiro 2012].

Unibetão, 2011. [Online]

Available at: <http://www.unibetao.pt/portfolio/unidade-pescanova/>

[Acedido em 8 Dezembro 2011].

University of Arizona, 2010. *Zonum Solutions*. [Online]

Available at: <http://www.zonums.com/online/kml2shp.php>

[Acedido em 26 Setembro 2012].

Anexo



Figura 74 - Planta da unidade aquícola

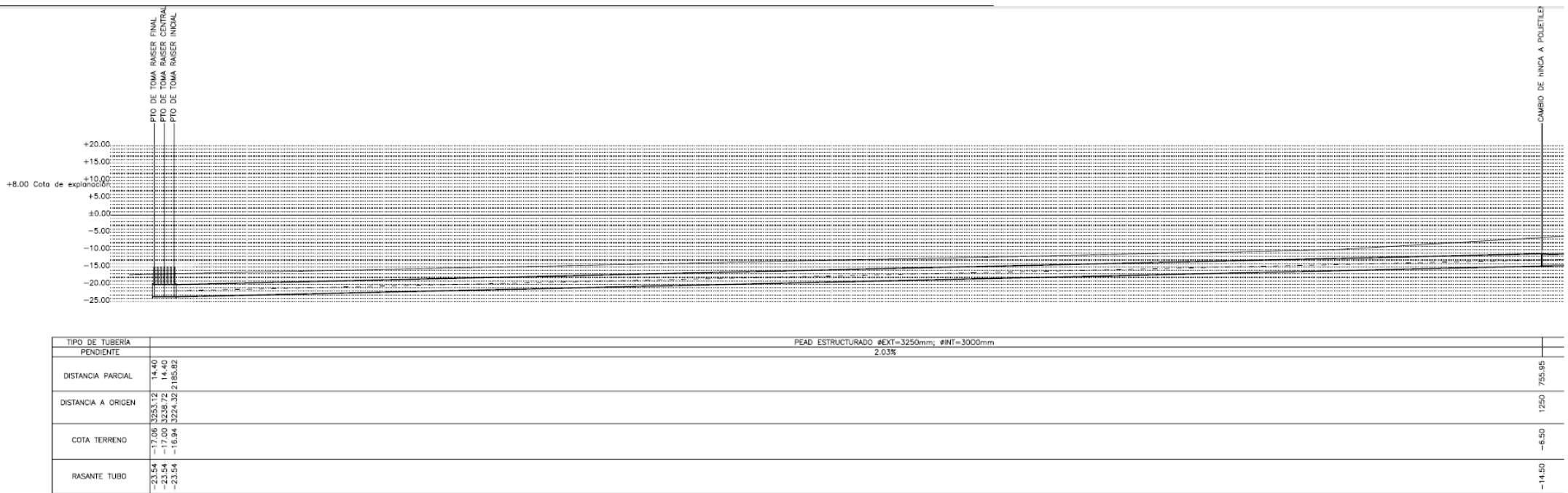
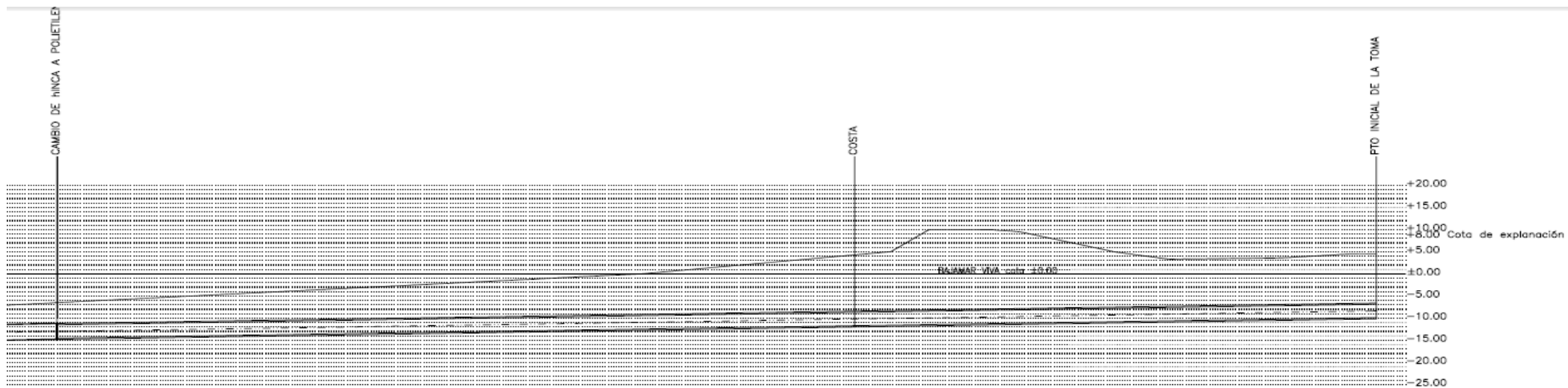


Figura 75 - Circuito de captação, perfil topográfico em corte, do terreno bem como das condutas de PEAD



TUBERÍA HORMIGÓN ARMADO ϕ INT.=3000mm, ϕ EXT.=3600 mm		TIPO DE TUBERÍA	
2.23%		PENDIENTE	
755.95	494.6	0.00	DISTANCIA PARCIAL
1250	494.60	0.00	DISTANCIA A ORIGEN
-6.50	+4.28	+4.48	COTA TERRENO
-14.50	-12.07	-9.86	RASANTE TUBO

Figura 76 - Circuito de captação, perfil topográfico em corte, do terreno bem como da conduta de betão

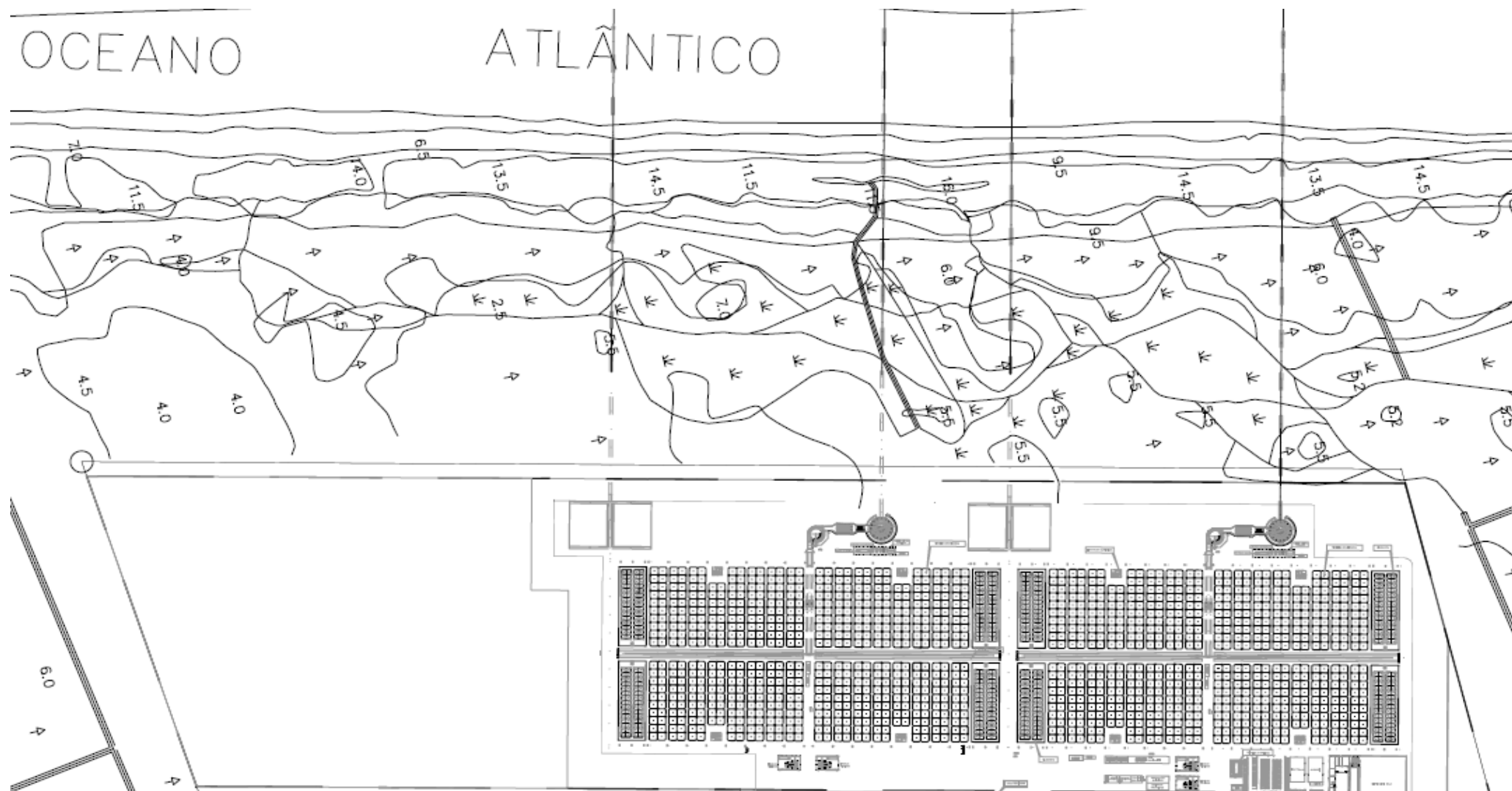
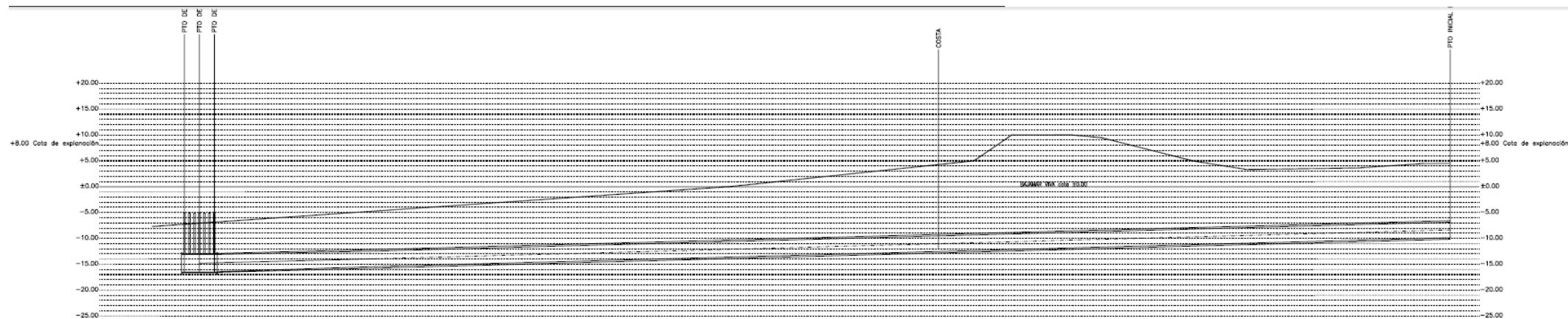


Figura 77 - Circuito de distribuição, em planta, da unidade aquícola



TIPO DE TUBERÍA	TUBERÍA HORMIGÓN ARMADO #INT.=3000mm, #EXT.=3600 mm					TIPO DE TUBERÍA
PENDIENTE	2.23%					PENDIENTE
DISTANCIA PARCIAL	14.40	14.40	2105.52	494.50	0.00	DISTANCIA PARCIAL
DISTANCIA A ORIGEN	1224.43	209.03	194.53	484.60	0.00	DISTANCIA A ORIGEN
COTA TERRENO	-6.00	-6.00	-6.00	+4.28	+4.48	COTA TERRENO
RASANTE TUBO	-16.50	-16.50	-16.50	-12.07	-5.50	RASANTE TUBO

Figura 78 - Circuito de rejeição, perfil topográfico em corte, do terreno bem como da conduta de betão

Anexo

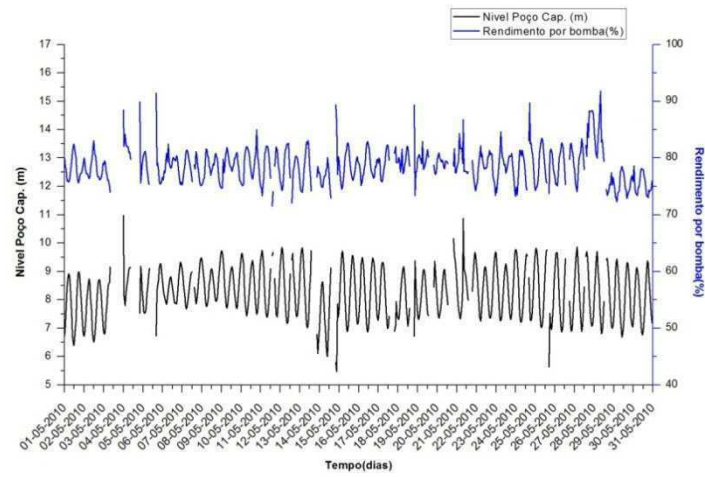


Figura 79 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Maio de 2010

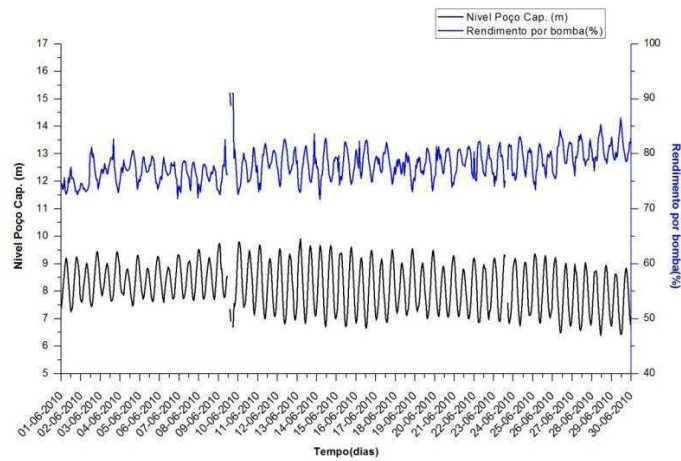


Figura 80 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Junho de 2010

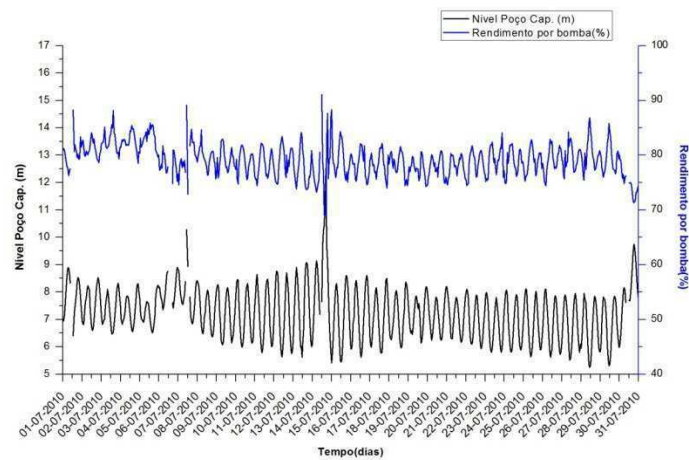


Figura 81 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Julho de 2010

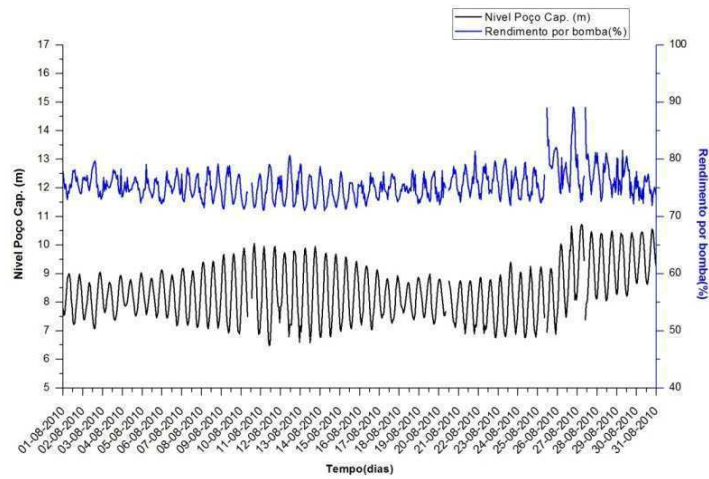


Figura 82 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Agosto de 2010

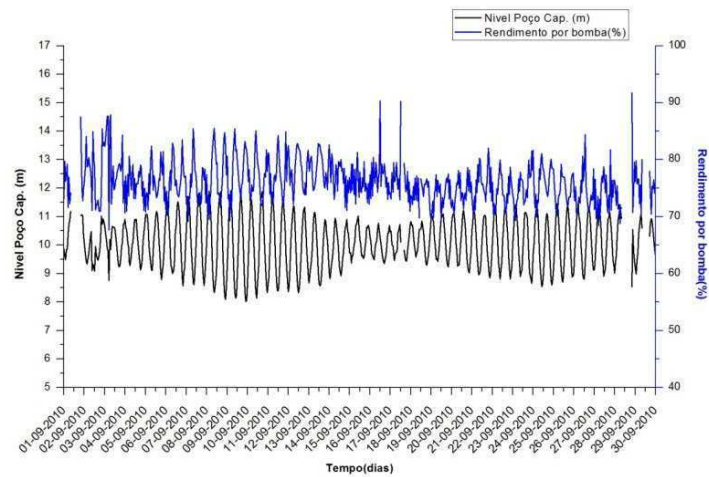


Figura 83 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Setembro de 2010

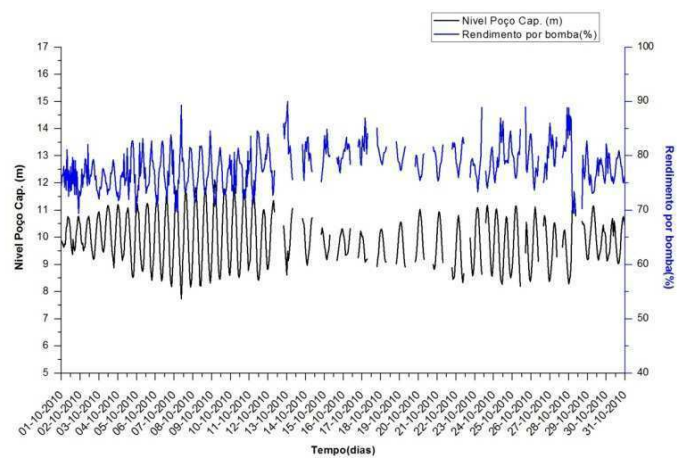


Figura 84 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Outubro de 2010

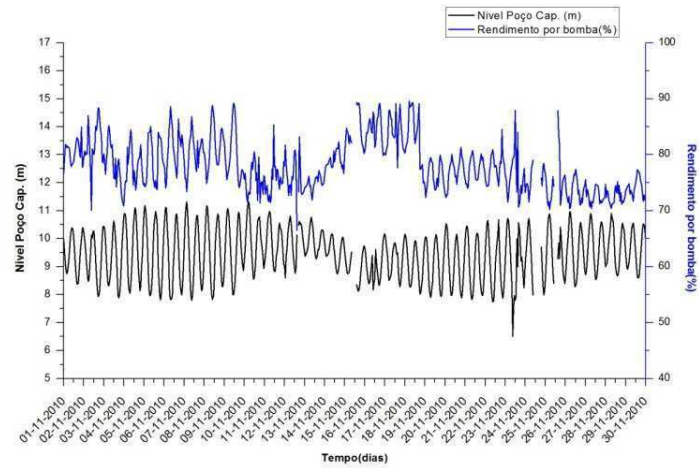


Figura 85 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Novembro de 2010

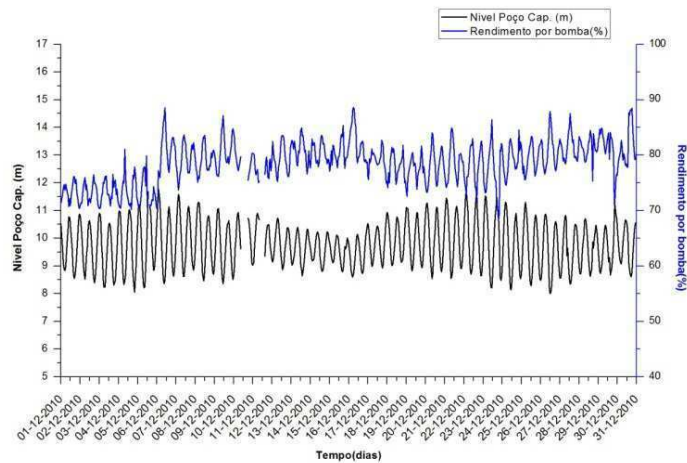


Figura 86 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Dezembro de 2010

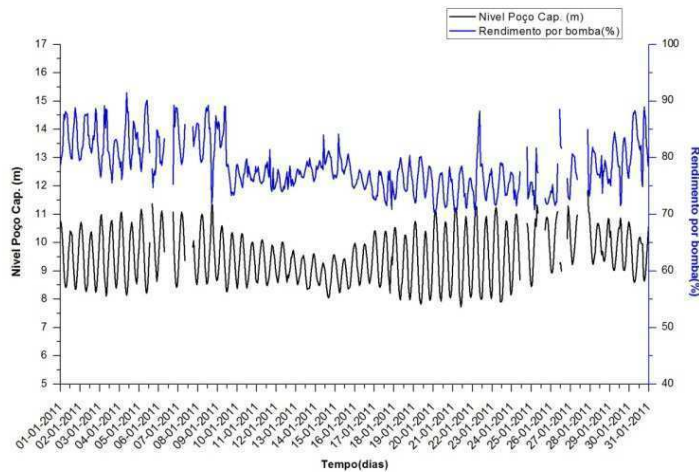


Figura 87 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Janeiro de 2011

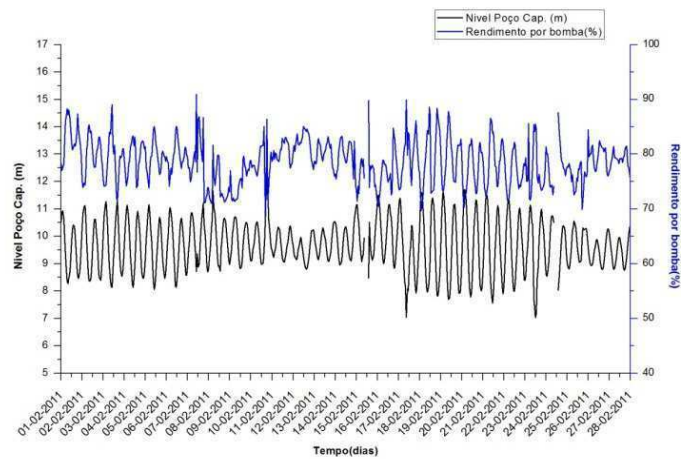


Figura 88 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Fevereiro de 2011

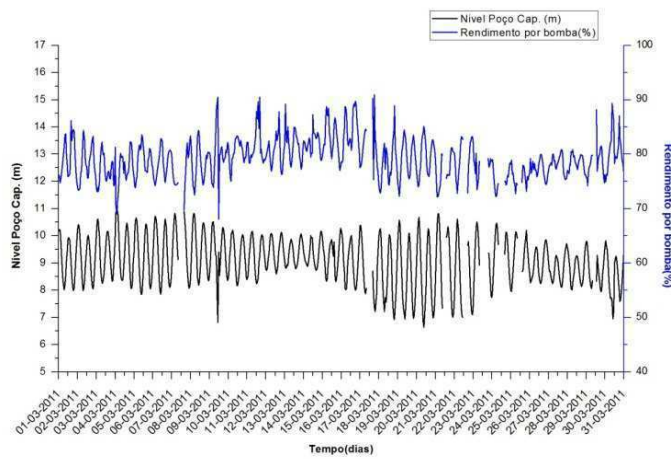


Figura 89 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Março de 2011

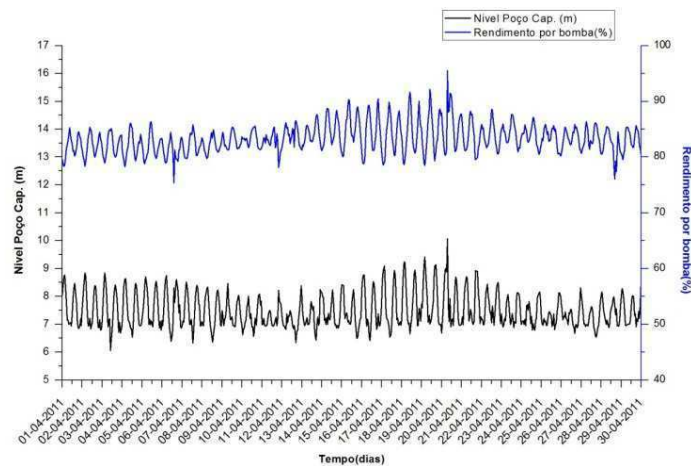


Figura 90 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Abril de 2011

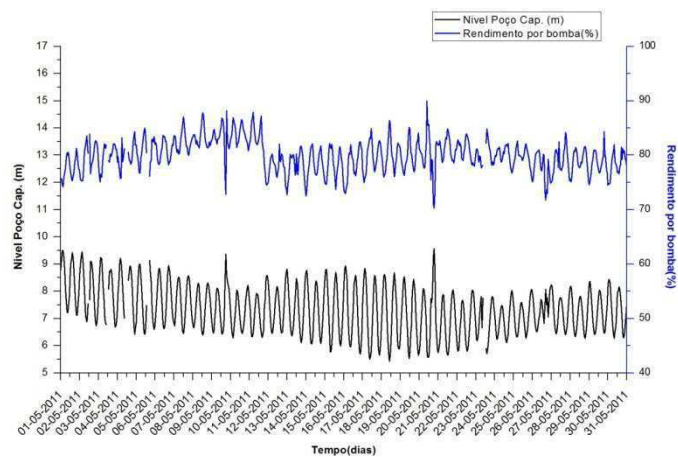


Figura 91 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Maio de 2011

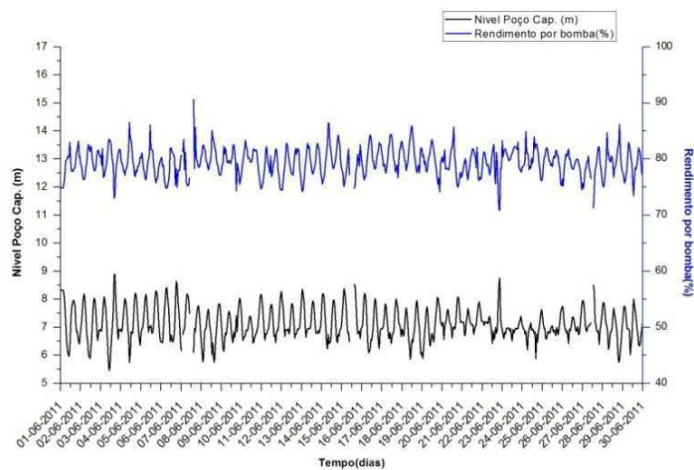


Figura 92 - Comparação do nível do poço de captação com o rendimento por bomba no mês de Junho de 2011

Anexo

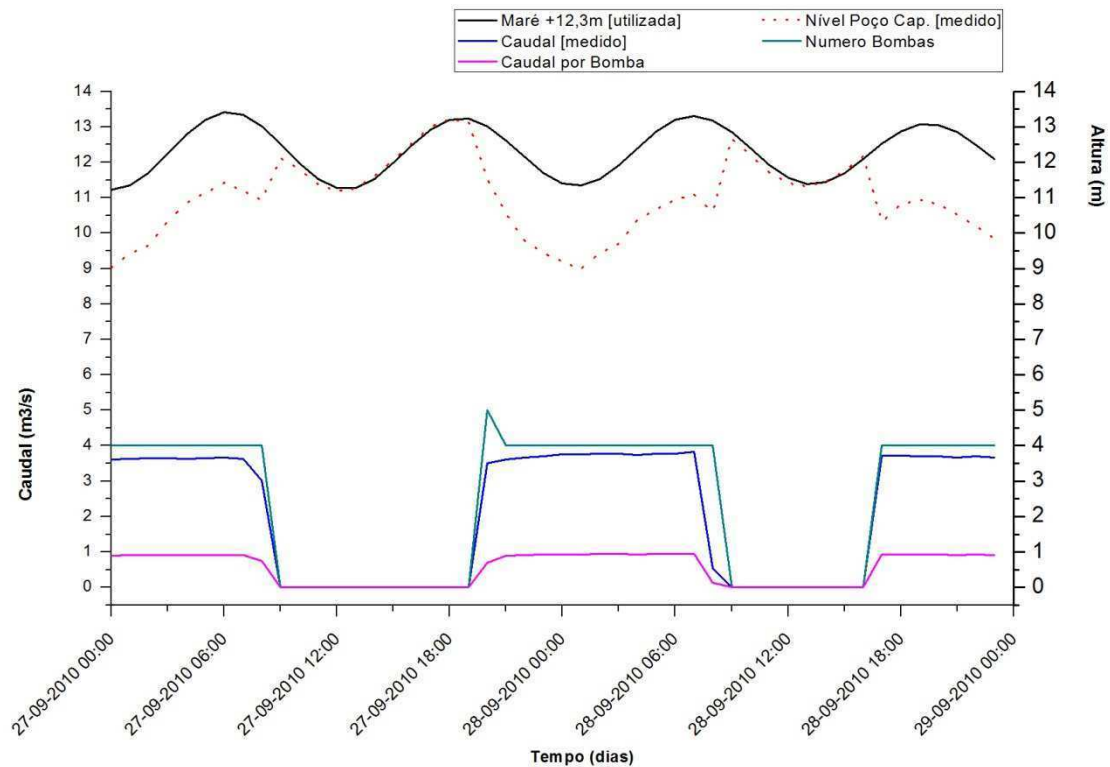


Figura 93 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 2

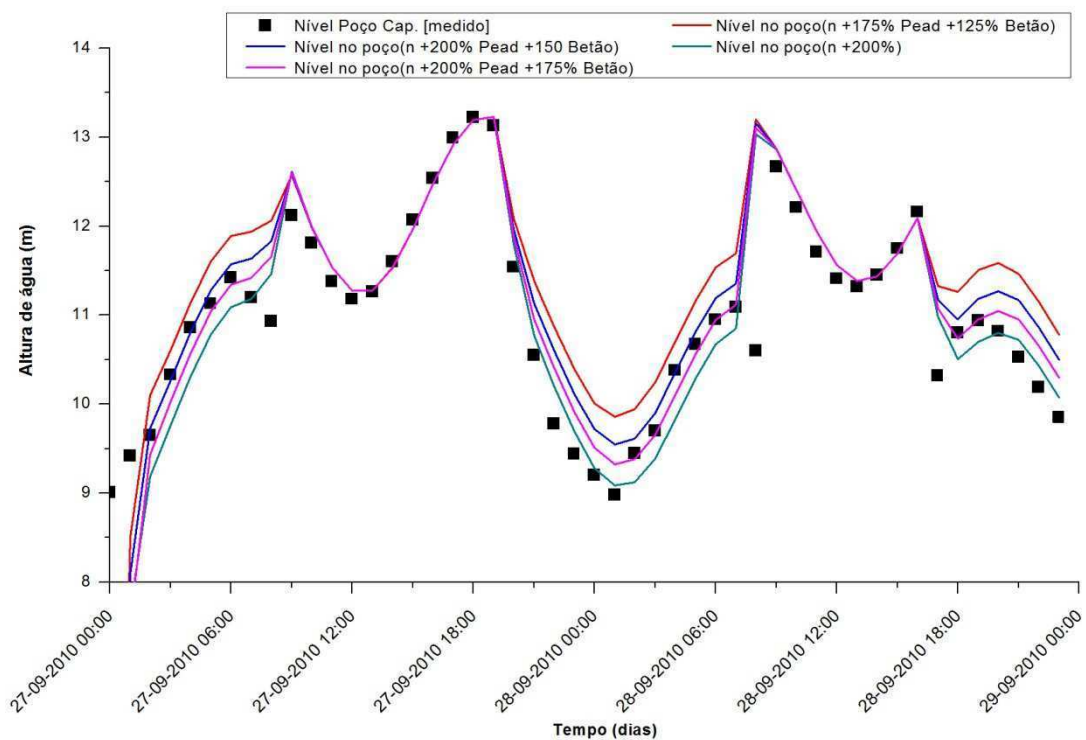


Figura 94 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 2

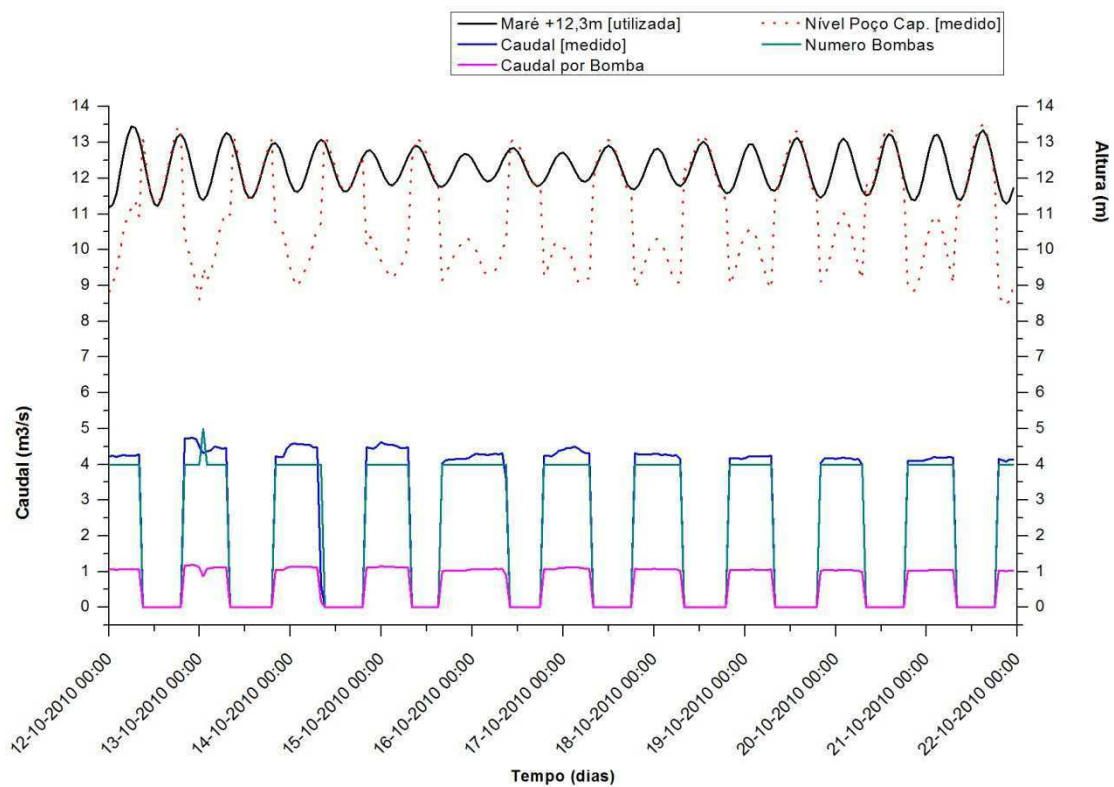


Figura 95 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 3

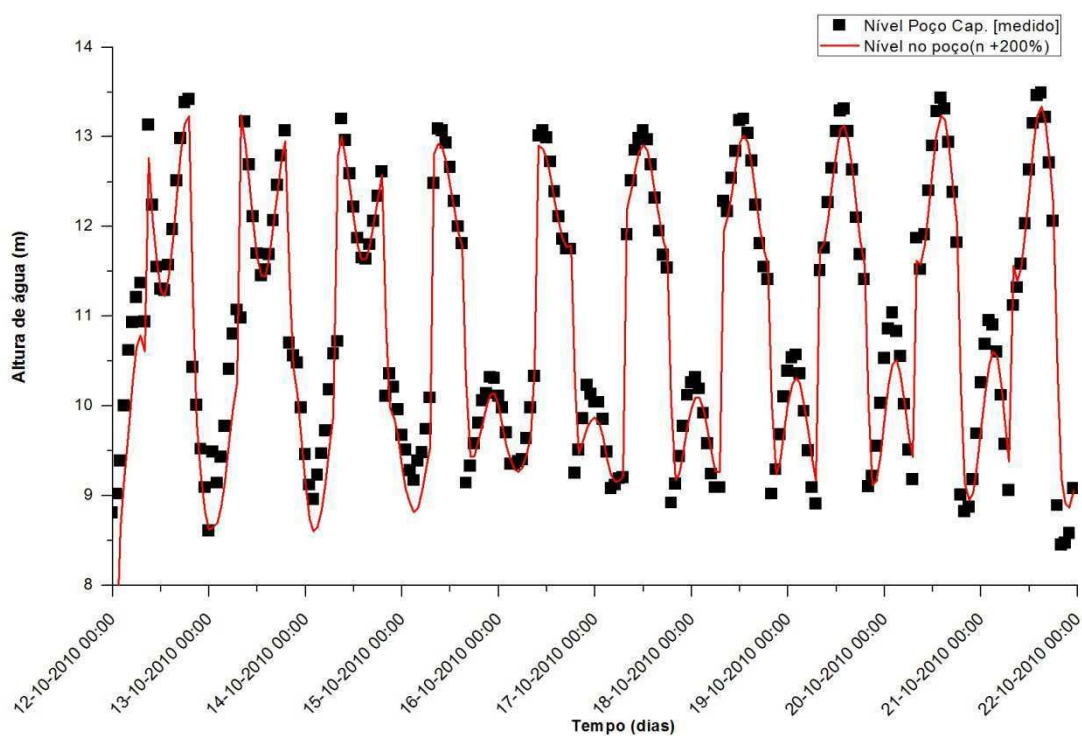


Figura 96 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 3

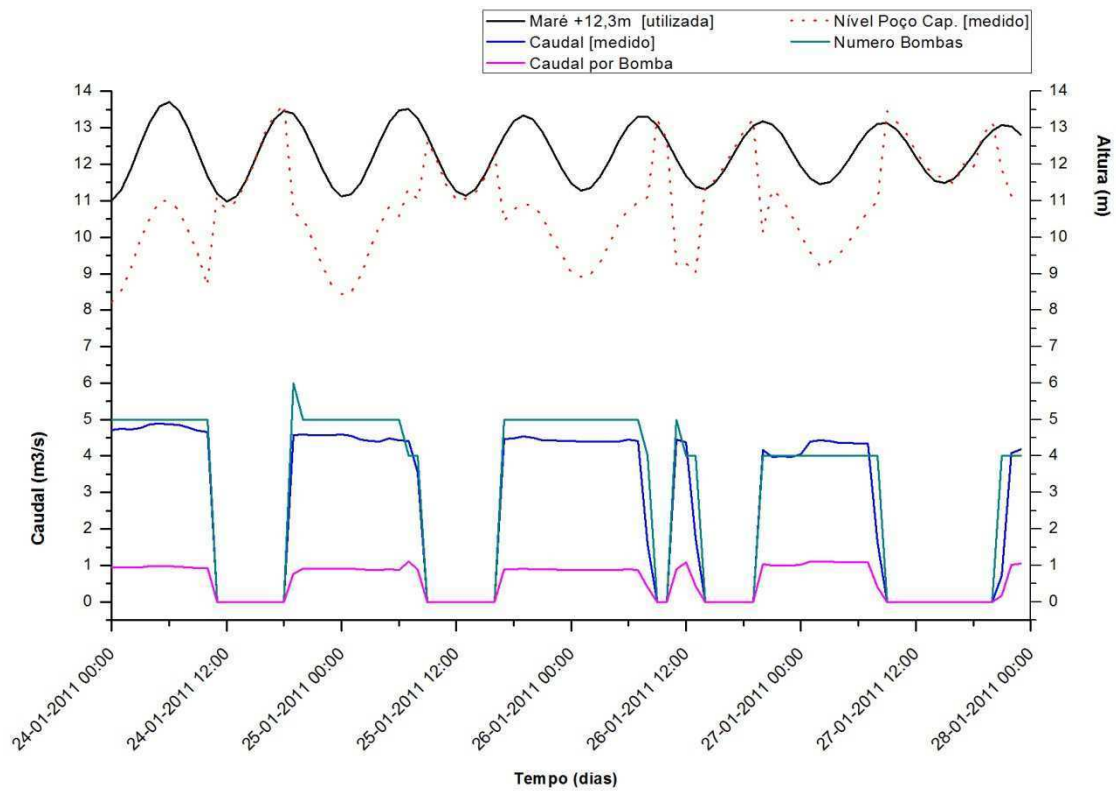


Figura 97 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 4

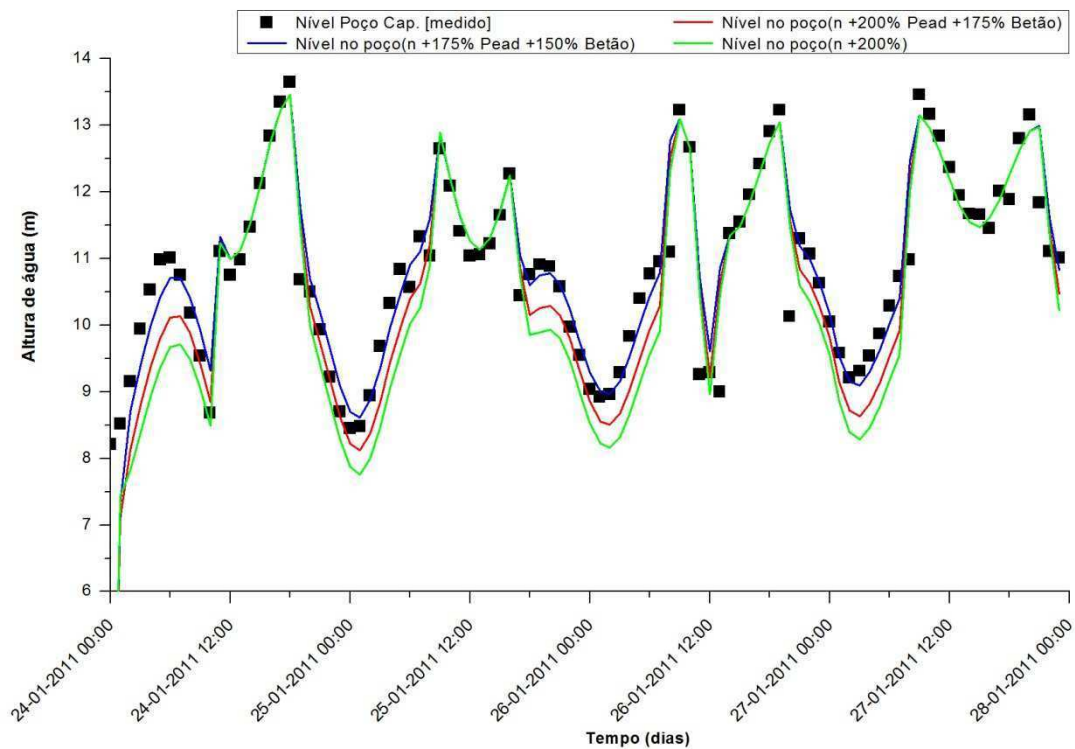


Figura 98 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 4

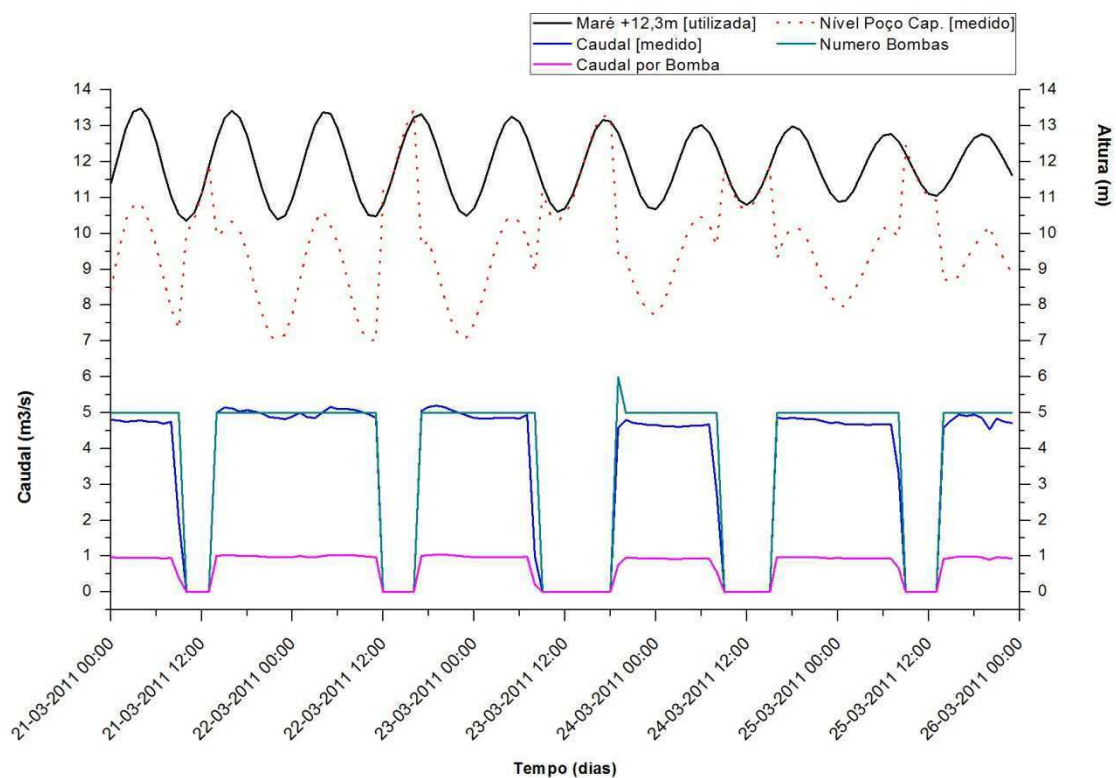


Figura 99 - Gráfico representativo dos diversos parâmetros introduzidos no modelo para calibração da rugosidade das condutas, série 5

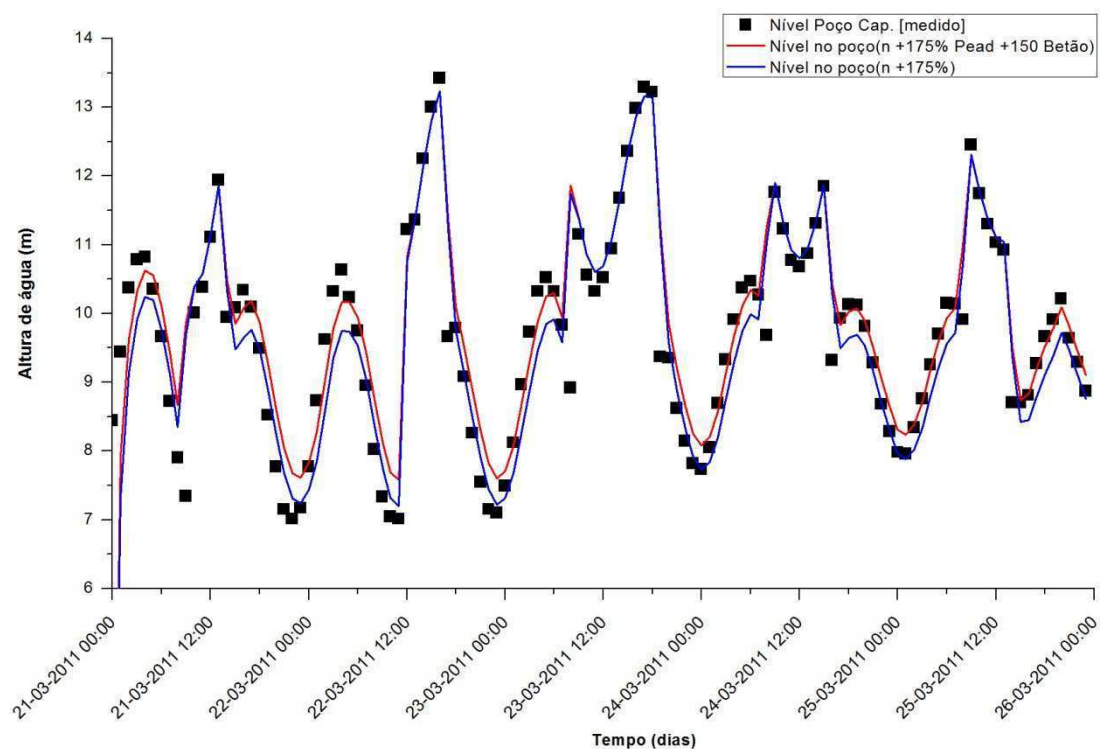


Figura 100 - Comparação do nível do poço de captação medido com os resultados do nível do poço utilizando diferentes rugosidades das condutas, série 5

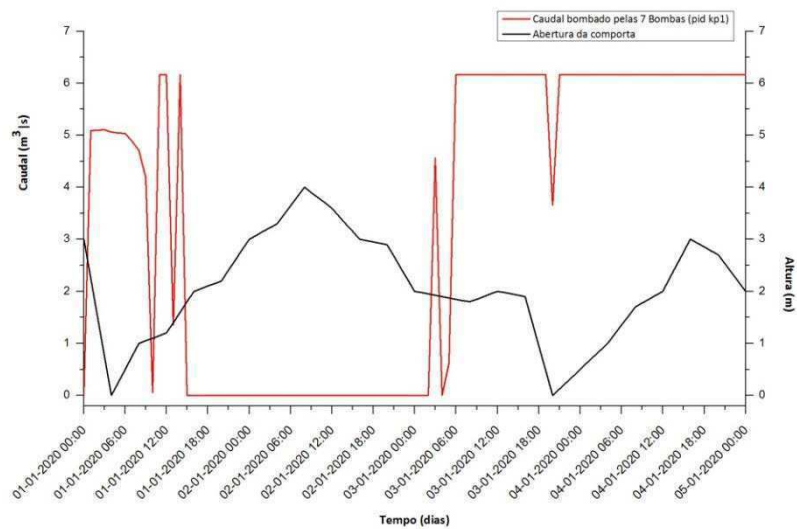


Figura 101 - Comparação da calibração de $k_p=1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

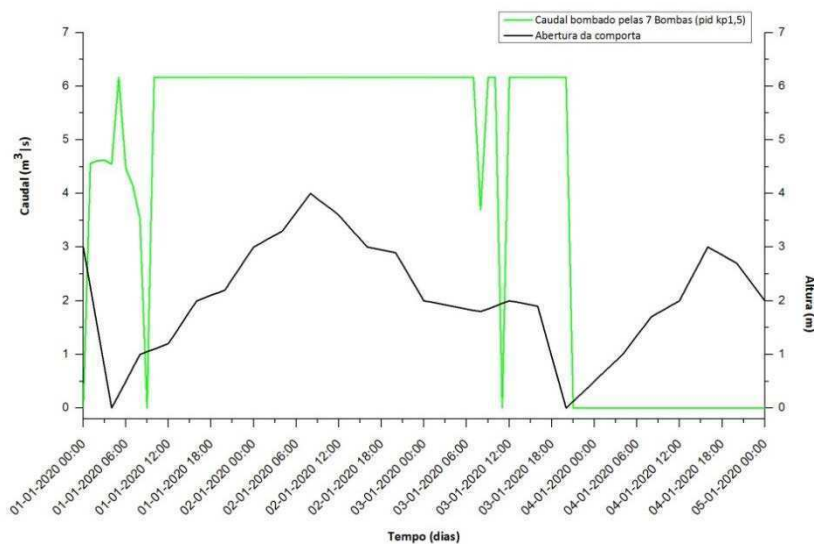


Figura 102 - Comparação da calibração de $k_p=1,5$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

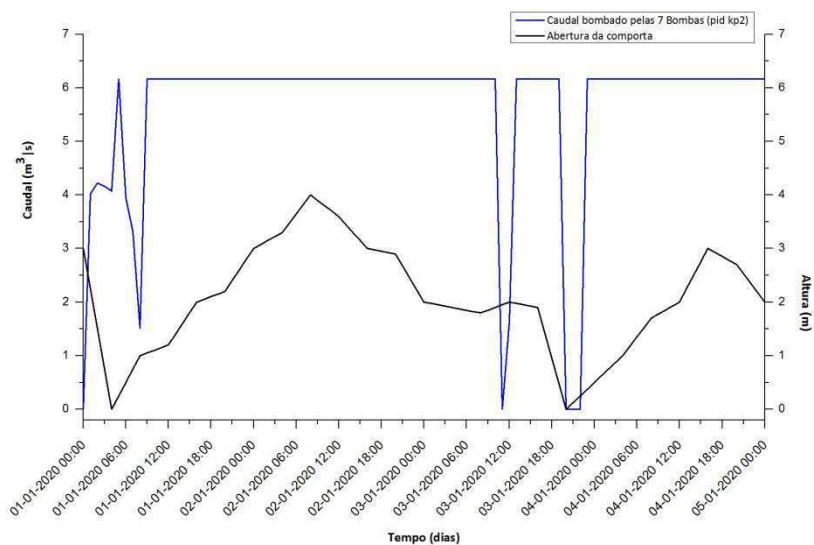


Figura 103 - Comparação da calibração de $k_p=2$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

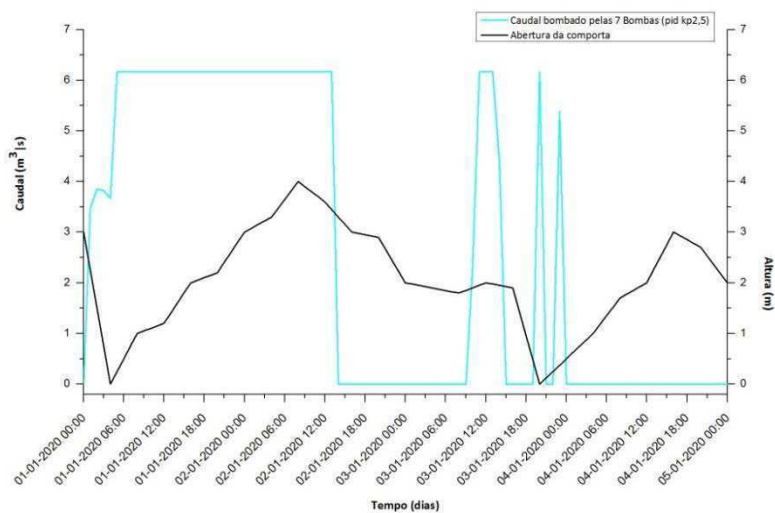


Figura 104 - Comparação da calibração de $k_p=2,5$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

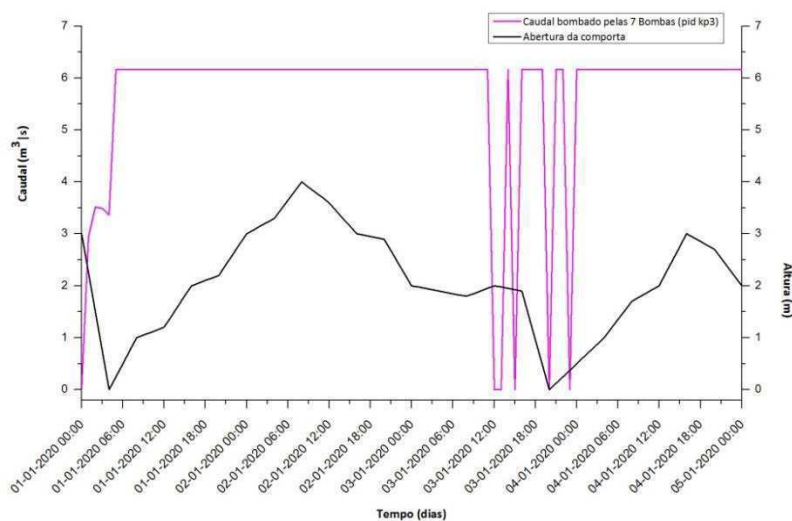


Figura 105 - Comparação da calibração de $k_p=3$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

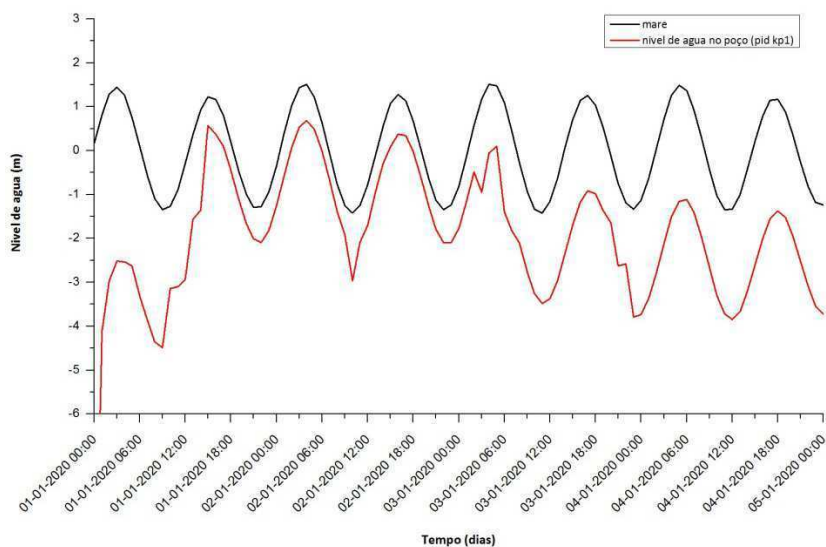


Figura 106 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

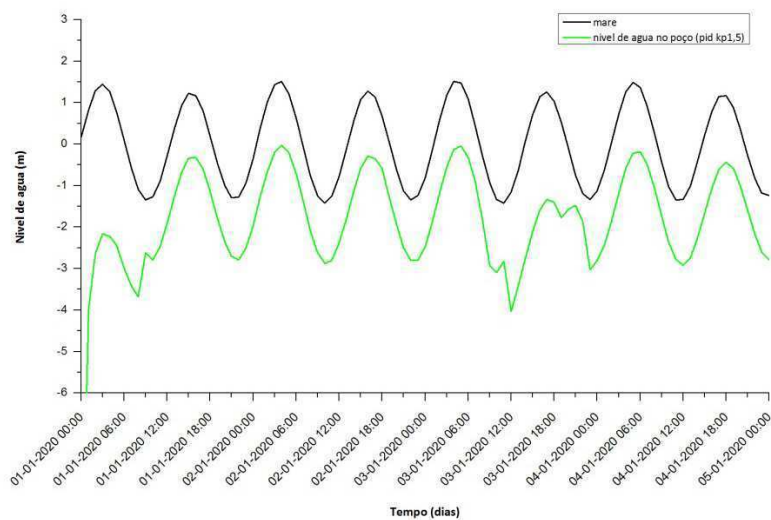


Figura 107 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=1,5$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

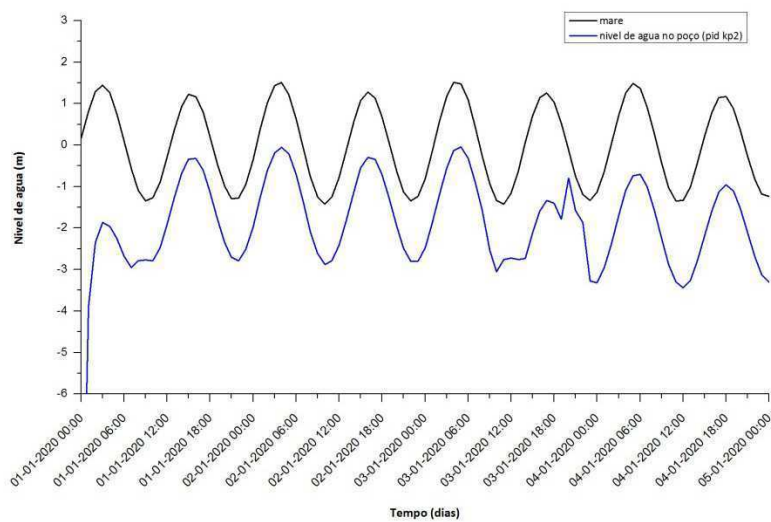


Figura 108 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=2$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

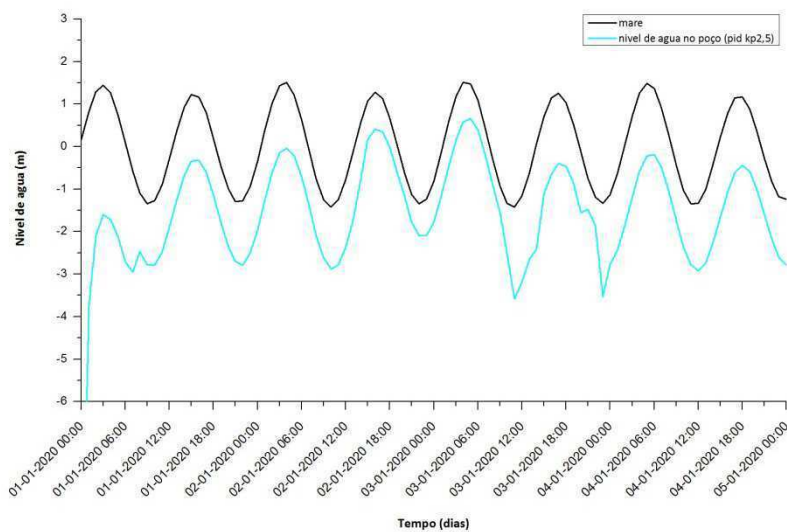


Figura 109 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=2,5$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

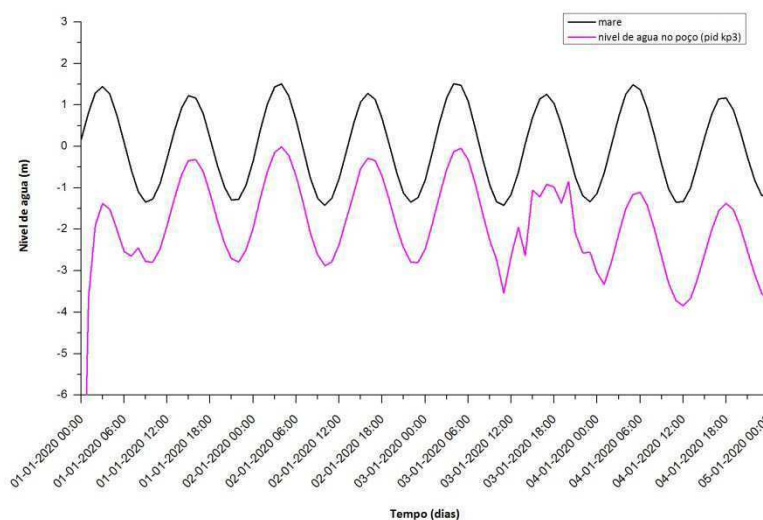


Figura 110 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_p=3$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

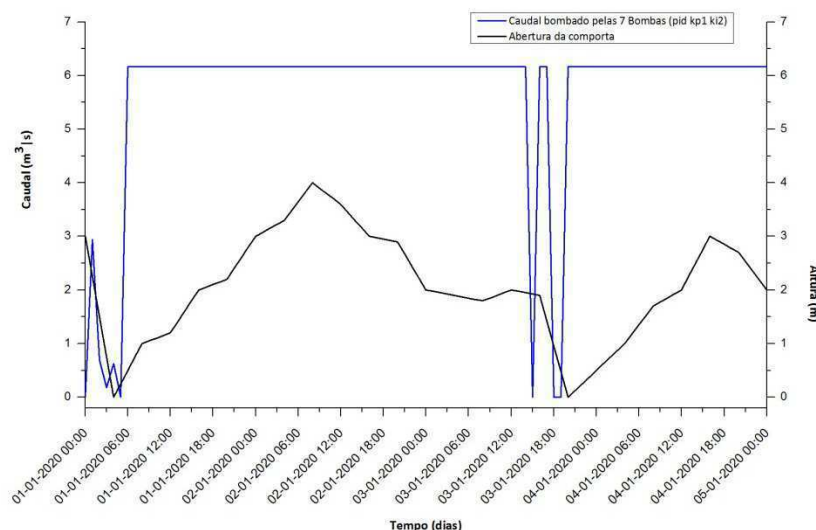


Figura 111 - Comparação da calibração de $k_i=2$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

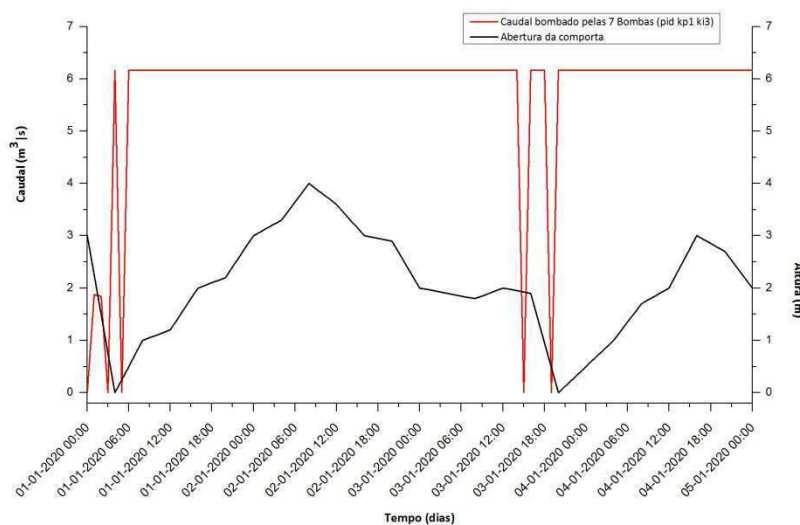


Figura 112 - Comparação da calibração de $k_i=3$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

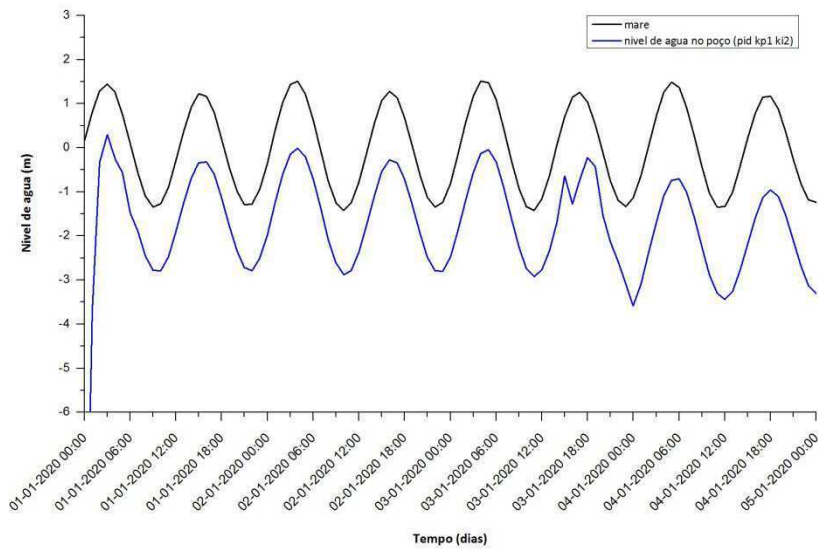


Figura 113 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_i=2$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

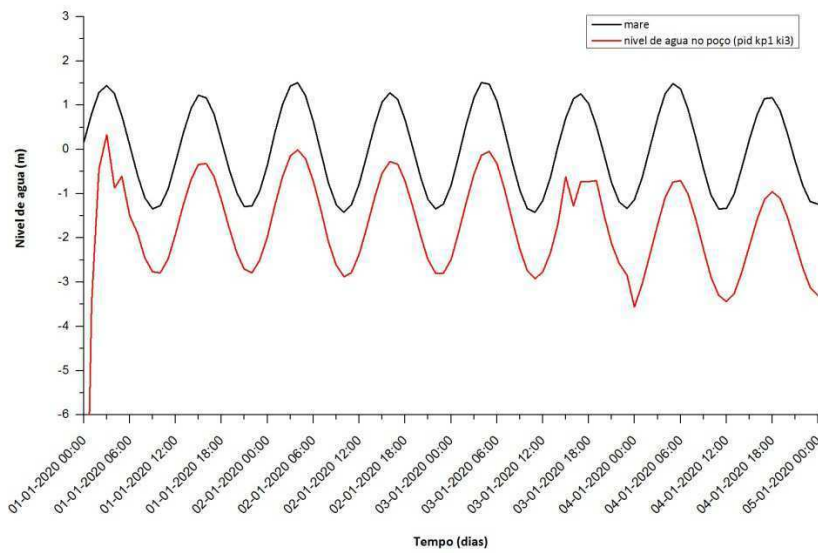


Figura 114 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_i=3$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

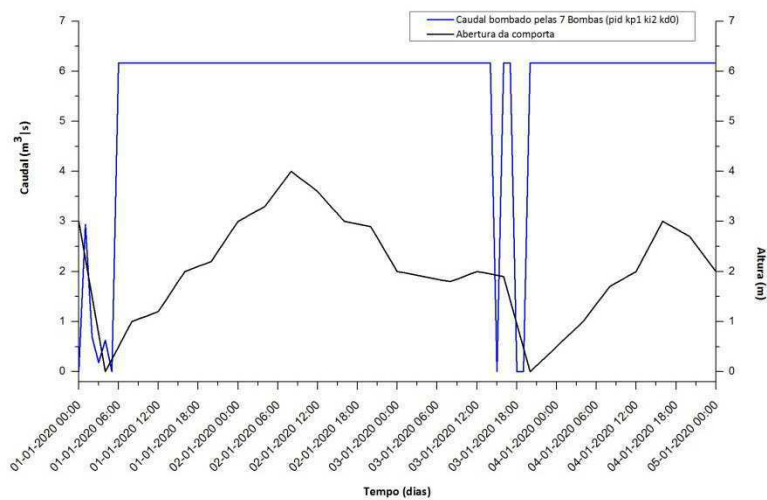


Figura 115 - Comparação da calibração de $k_d=0$, da técnica de controle PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

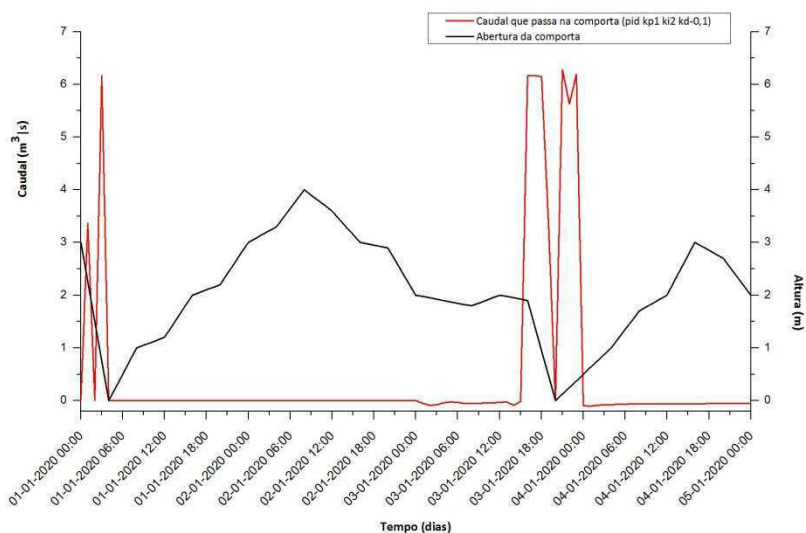


Figura 116 - Comparação da calibração de $k_d = -0,1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

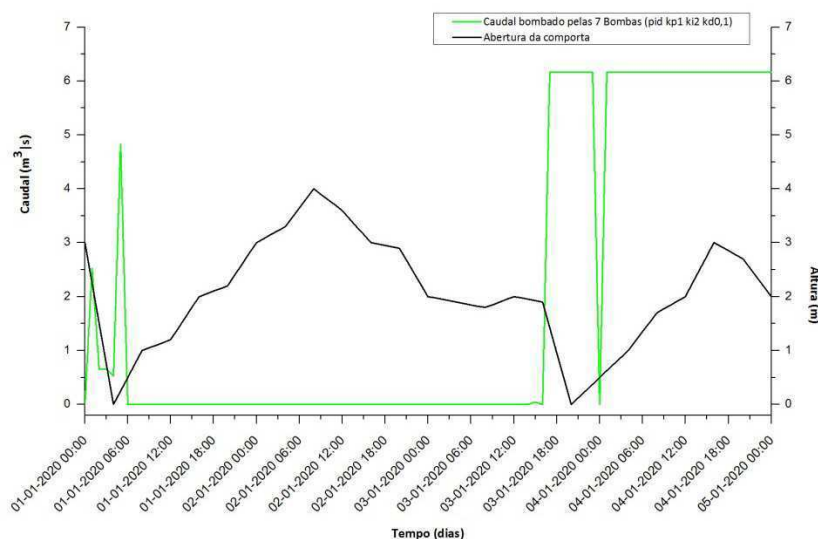


Figura 117 - Comparação da calibração de $k_d = 0,1$, da técnica de controlo PID, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

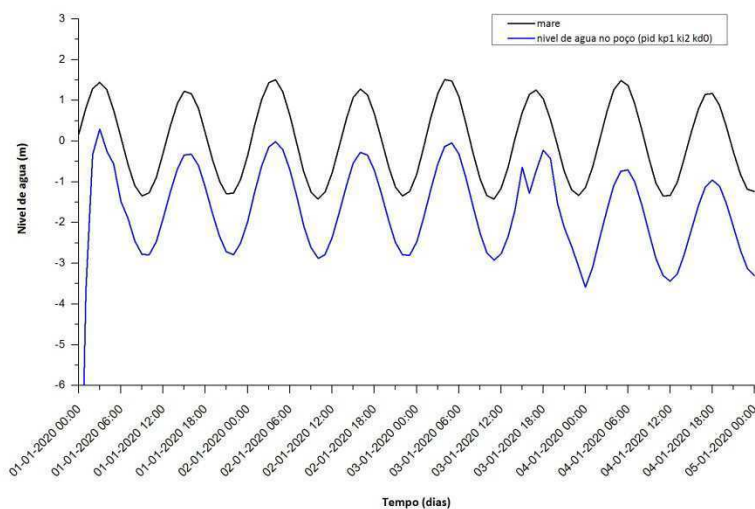


Figura 118 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d = 0$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

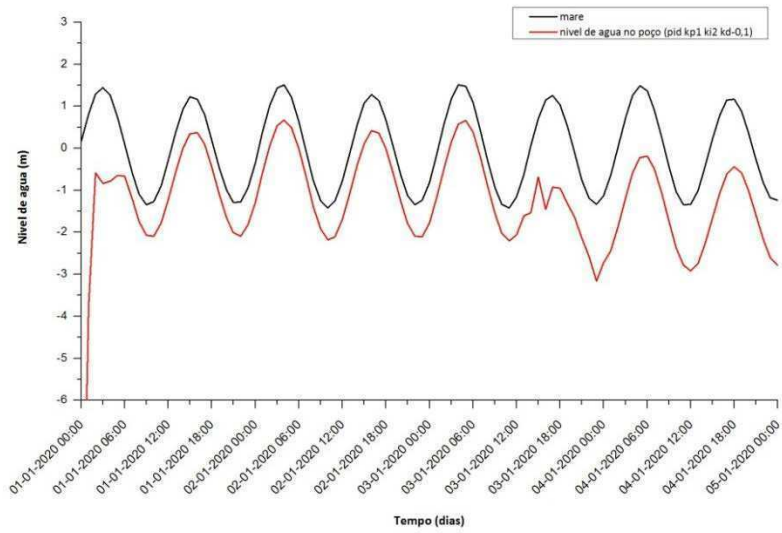


Figura 119 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d = -0,1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

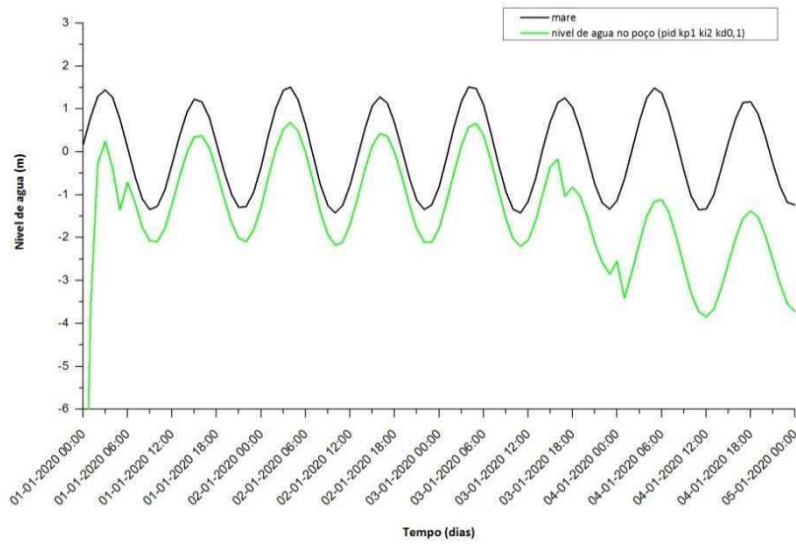


Figura 120 - Variação do nível da água no poço de captação para a calibração de $k_d = 0,1$, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

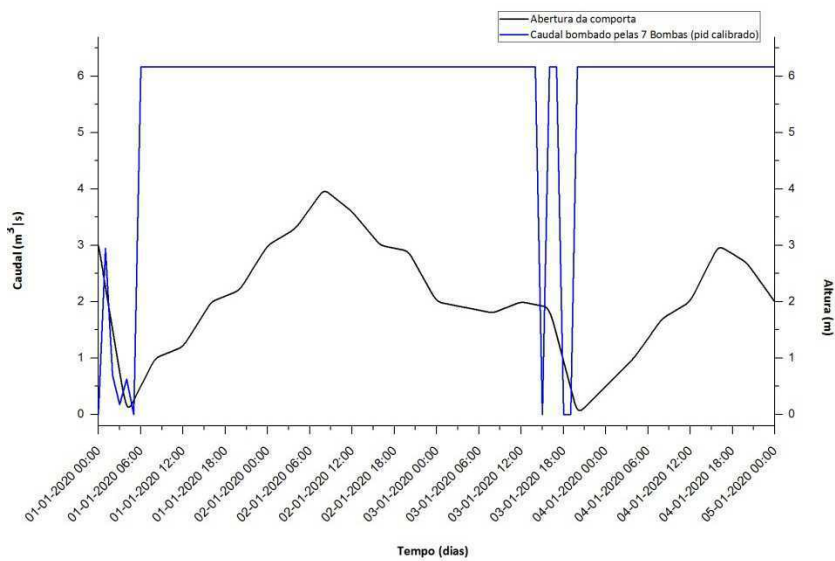


Figura 121 - Comparação da técnica de controlo PID calibrada, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

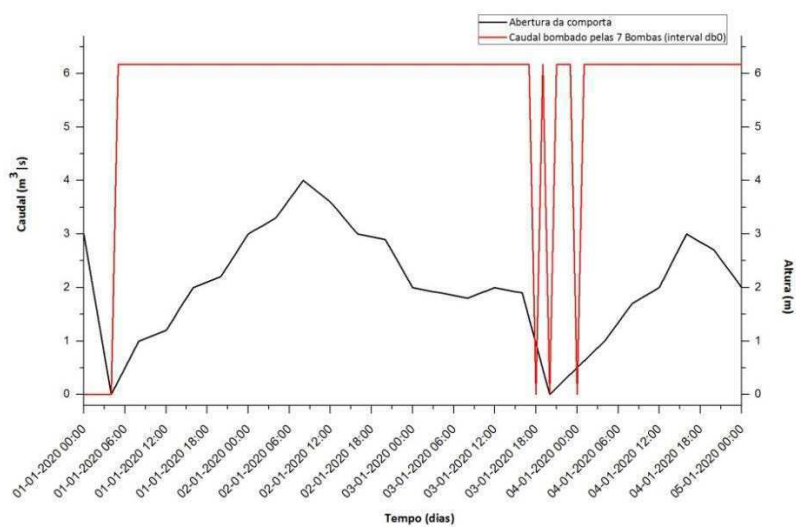


Figura 122 - Comparação da técnica de controlo interval controller DB0, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

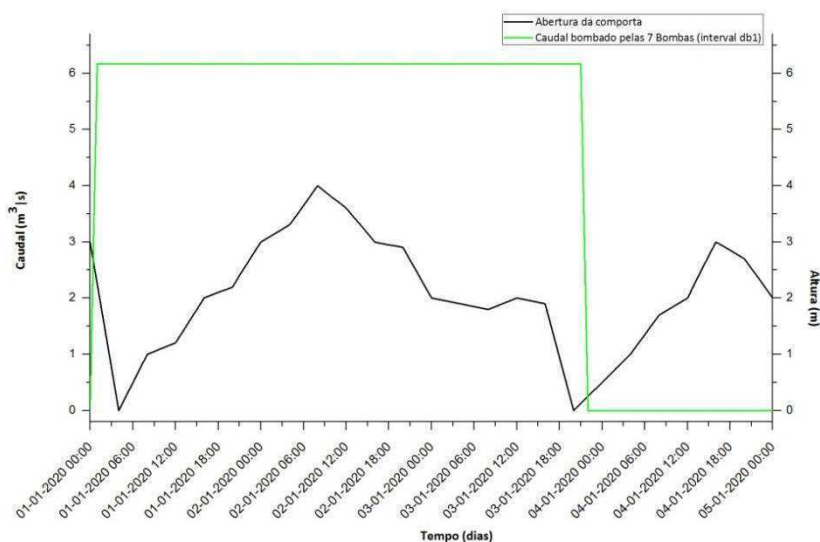


Figura 123 - Comparação da técnica de controlo interval controller DB1, com a lei de abertura da comporta ao longo do tempo da simulação

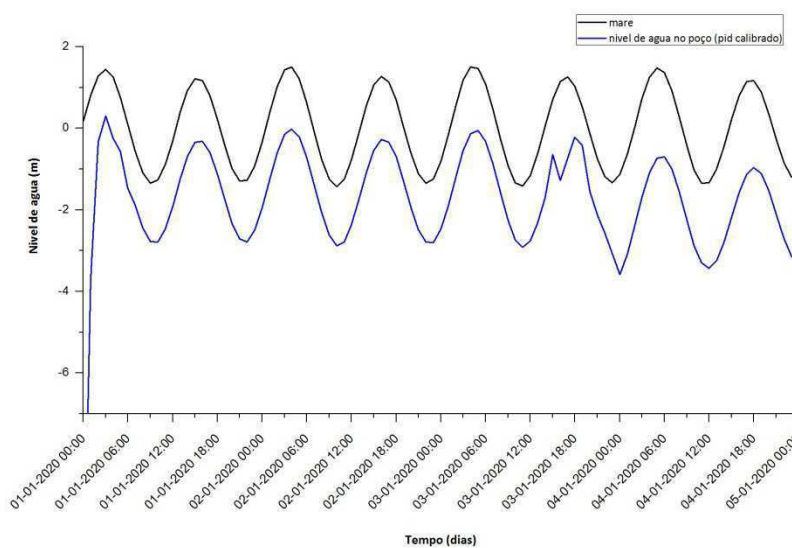


Figura 124 - Variação do nível da água no poço de captação para PID calibrado, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

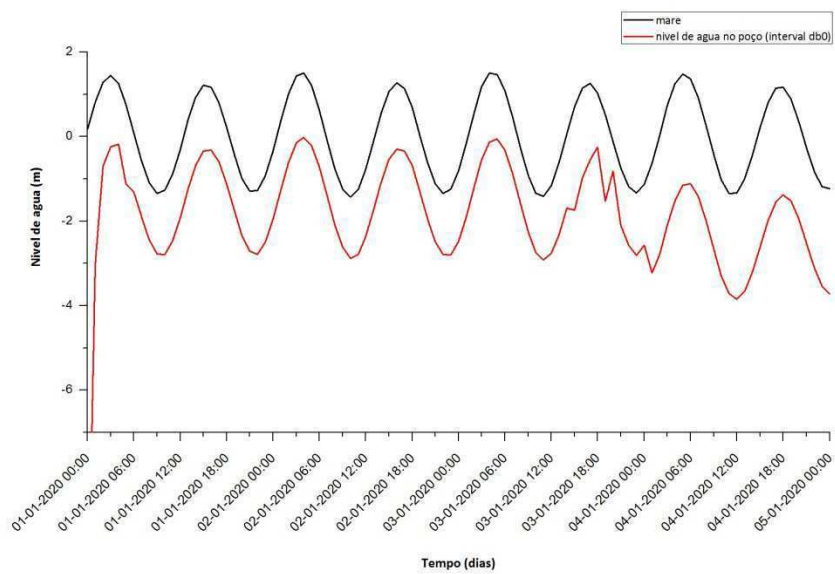


Figura 125 - Variação do nível da água no poço de captação para interval controller DB0, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação

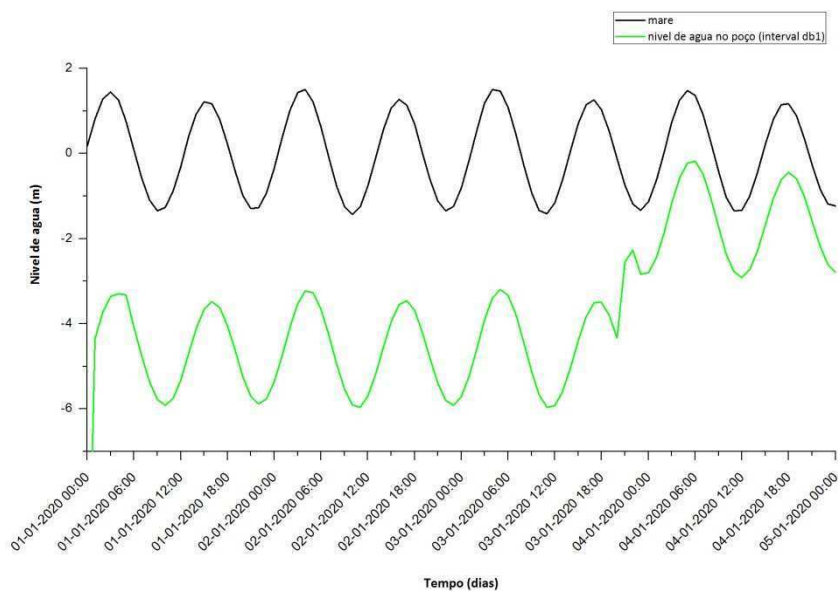


Figura 126 - Variação do nível da água no poço de captação para interval controller DB1, e da variação do nível da maré ao longo do tempo da simulação