



**Universidade de
Aveiro**

Departamento de Engenharia Civil

2012

**Soraia Patrícia Estudo numérico-experimental da tomada de
Vieira da Silva água da barragem de Foz Tua**



**Universidade de
Aveiro**

Departamento de Engenharia Civil

2012

**Soraia Patrícia
Vieira da Silva** **Estudo numérico-experimental da tomada de
água da barragem de Foz Tua**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica da Doutora Inês Osório de Castro Meireles, Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro e coorientação da Doutora Teresa Viseu Sarrico Santos, Investigadora Auxiliar do Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

o júri

Presidente

Doutor Carlos Daniel Borges Coelho
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutor Jorge de Saldanha Gonçalves Matos
Professor Auxiliar do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa

Doutora Inês Osório de Castro Meireles
Professora Auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutora Teresa Viseu Sarrico Santos
Investigadora Auxiliar do Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Agradecimentos

Uma tese, apesar de ser um trabalho individual não poderia ser concretizada sem o contributo de diversas pessoas. Deste modo, pretendo assim agradecer a todas as pessoas que tornaram possível a realização desta tese.

À Professora Inês Meireles, minha orientadora, por todo o tempo dedicado, as correções e sugestões feitas, os conhecimentos transmitidos, bem como pela amizade demonstrada. Não tenho obrigados suficientes para lhe mostrar a minha gratidão.

À Eng.^a Teresa Viseu, minha coorientadora, pela sua enorme competência e orientação científica, esclarecimentos e correções realizadas.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) pelo acolhimento e enquadramento no Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas (NRE) para realizar investigação no âmbito desta dissertação.

Às pessoas do NRE em especial à Adelaide Gonçalves, ao Eng. Lourenço Mendes, à Eng.^a Sílvia Amaral e ao Sr.^o Leandro Valente por toda a ajuda disponibilizada e pelo apoio prestado.

À EDP, em particular aos Eng.^{os} José Dias da Silva e Barbosa Teixeira, por me permitirem usar o modelo físico da barragem de Foz-Tua, construído no âmbito de um estudo solicitado pela EDP ao LNEC, sem o que teria sido impossível realizar a presente dissertação.

Aos meus colegas e amigos, por me terem apoiado nesta caminhada, em especial à Filipa Santos, Sofia Oliveira, Pedro Narra, Maria João Matos, Filipa Rodrigues, Beatriz Martins, Joel Castanheira e Andreia Coutinho.

Um especial agradecimento aos meus pais, Leonor e José pelo apoio incondicional e incentivos demonstrados.

À minha irmã Sílvia por todos os momentos partilhados e por ser uma amiga e confidente.

À minha restante família por todo o incentivo, a compreensão e a tolerância que tiveram comigo, em especial à Marta e à Carina.

Ao Mário por toda a sua paciência e carinho demonstrados. Sem ti nunca teria conseguido completar este trabalho!

palavras-chave

tomada de água, estudo experimental, estudo numérico, barragem.

Resumo

O presente estudo tem como principal objetivo estudar o escoamento em tomadas de água localizadas em albufeiras de barragens, recorrendo a duas abordagens diferentes: experimental e numérica. Com esse intuito, foi estudado, em particular, o caso prático da tomada de água da barragem de Foz Tua.

A partir de dados experimentais obtidos no modelo reduzido da barragem de Foz Tua, construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), o escoamento na tomada de água, com funcionamento em turbinamento e para diferentes níveis de água na albufeira, foi caracterizado em termos de velocidades, aparecimento de vórtices e pressões.

Recorrendo ao modelo numérico *Flow-3D*[®], foram reproduzidas as situações ensaiadas experimentalmente e efetuadas simulações. A proximidade de resultados experimentais e numéricos permitiu validar o modelo numérico para este tipo de escoamentos.

Por último, são apresentados dados numéricos, sem correspondente experimental.

keywords

water intake, experimental study, numerical study, dam.

abstract

The main objective of the present study is to analyse the flow in water intakes located in dam reservoirs, considering two different approaches: an experimental approach and a numerical approach. For that purpose, the water intake of Foz Tua dam was studied.

Experimental data was obtained in a physical model of Foz Tua dam, built in the National Laboratory of Civil Engineering (LNEC). It allowed to characterize the flow in the water intake, operating in generating mode and for different water levels in the reservoir, in terms of flow velocity, emergence of vortices and pressure.

Using the numerical model *Flow-3D*[®], numerical simulations were performed to reproduce the experimental conditions. The proximity of experimental and numerical results allowed to validate the numerical model for this type of flow.

Finally, numerical data without corresponding experimental data are presented.

Índice

Índice.....	I
Índice de Tabelas.....	III
Índice de Figuras	III
Simbologia	VII
Siglas de entidades	X
Abreviaturas	X
1. Considerações Iniciais	1
1.1. Enquadramento geral	1
1.2. Objetivos.....	1
1.3. Organização da dissertação.....	2
2. Revisão Bibliográfica	3
2.1. Tipos de barragens e seus órgãos hidráulicos	3
2.2. Tomadas de água	4
2.2.1. Tipos de tomadas de água.....	6
2.2.2. Dimensionamento de tomadas de água	8
2.2.3. Prevenção de ocorrência de vorticidade	10
2.2.4. Material sólido transportado.....	15
2.2.5. Grelhas.....	17
2.2.6. Modelação numérica	25
3. Modelação Física.....	29
3.1. Considerações iniciais.....	29
3.2. Descrição geral do modelo	30
3.3. Leis de semelhança e efeitos de escala	32
3.4. Equipamentos de medição	34
3.5. Descrição dos ensaios	36
3.6. Apresentação e análise de resultados.....	37
3.6.1. Velocidade no plano das grades	37
3.6.2. Funcionamento geral e ocorrência de vórtices	41
3.6.3. Velocidades na zona em curva da galeria da tomada de água G2	42
3.6.4. Pressões no interior da tomada de água.....	48
4. Modelação Numérica.....	51
4.1. Introdução	51
4.2. Descrição do modelo numérico	51
4.2.1. Modelo genérico.....	51
4.2.2. Modelos de turbulência	52
4.2.3. Representação de obstáculos/sólidos (<i>FAVOR</i>)	54
4.2.4. Localização da superfície livre (<i>TruVOF</i>).....	54
4.2.5. Condições de fronteira adicionais	55
4.3. Implementação do modelo numérico.....	56
4.3.1. Descrição das simulações numéricas.....	56
4.4. Validação do modelo numérico	62
4.4.1. Comparação de velocidades no plano das grades.....	63
4.4.2. Comparação da observação de vórtices junto da tomada de água.....	66
4.4.3. Comparação de velocidades na curva da galeria da tomada de água G2	67

4.4.4. Comparação de pressões na tomada de água.....	69
4.4.5. Análise da qualidade dos resultados numéricos.....	70
4.5. Análise de resultados numéricos.....	71
5. Conclusões e Trabalhos Futuros.....	83
Referências Bibliográficas	87

Índice de Tabelas

Tabela 1.	Espaçamento entre barras em função do tipo de máquina hidráulica (adaptado de Lencastre, 1996)	18
Tabela 2.	Velocidades de aproximação em função da profundidade da grelha e do sistema de limpeza (adaptado de Lencastre, 1996)	21
Tabela 3.	Coeficiente k_{g1} (Idel'Cik, 1969) <i>in</i> (Pinheiro, 2006b)	23
Tabela 4.	Coeficiente k_{g2} (Idel'Cik, 1969) <i>in</i> (Pinheiro, 2006b)	23
Tabela 5.	Características gerais dos ensaios realizados no âmbito do presente estudo	37
Tabela 6.	Valores da velocidade no plano das grades da tomada de água para o NPA (Modelo) 38	
Tabela 7.	Valores da velocidade no plano das grades da tomada de água para o NmE (Modelo) 38	
Tabela 8.	Pressões médias nos circuitos hidráulicos. Valores experimentais	49
Tabela 9.	Características das malhas utilizadas no estudo de convergência da malha	59
Tabela 10.	Características dos ensaios realizados	62
Tabela 11.	Pressões médias nos circuitos hidráulicos. Valores numéricos	69
Tabela 12.	Diferenças relativas entre os resultados experimentais e numéricos	70

Índice de Figuras

Figura 1.	Elementos constituintes de uma tomada de água (adaptado da imagem retirada a 9/11/2011 de www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad190.pdf)	5
Figura 2.	Tomada de água do tipo lateral, vista em planta e em corte (ESHA, 2004)	6
Figura 3.	Tomada de água do tipo inferior (ESHA, 2004)	7
Figura 4.	Descrição dos tipos de vórtice, segundo Padmanabhan e Hecker (1983)	11
Figura 5.	Submersão da tomada de água (adaptado de ESHA, 2004)	13
Figura 6.	Relação entre o tipo de vórtice e o número de circulação (Sarkardeh <i>et al.</i> , 2010) ...	15
Figura 7.	Localização correta de uma tomada de água numa curva (retirado a 9/11/2011 de www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad190.pdf)	16
Figura 8.	Caleiras para eliminação de sedimentos em arrastamento (Ramos, s.d.)	17
Figura 9.	Constituição da grelha, painéis e dimensões em planta das barras (Lencastre, 1996)	18
Figura 10.	Fatores de que depende a perda de carga: (a) secções transversais das barras; (b) orientação do escoamento em relação à grelha (<i>in</i> Lencastre, 1996)	22
Figura 11.	Número de Strouhal em função da secção transversal da barra (<i>in</i> Pinheiro 2006b) .	24
Figura 12.	Pormenor da tomada de água do aproveitamento hidroelétrico de Foz Tua: a) corte, b) planta	29
Figura 13.	Modelo físico da barragem de Foz Tua. Vista da tomada de água na albufeira	30

Figura 14.	Modelo físico da barragem de Foz Tua. Restituição no rio Tua dos circuitos hidráulicos de potência	31
Figura 15.	Modelo físico da barragem de Foz Tua. Galerias dos circuitos de produção de energia	31
Figura 16.	Grupos eletrobomba	32
Figura 17.	Válvula de cunha	32
Figura 18.	Molinete e aparelho eletrónico de registo de rotações.....	35
Figura 19.	Computador e unidade UVP-DUO.....	35
Figura 20.	Sonda UVP medindo a velocidade na conduta.....	36
Figura 21.	Locais de medição da velocidade no plano das grades da tomada de água.....	37
Figura 22.	Isolinhas da velocidade média no plano das grades da tomada de água para o NPA (distâncias em metros)	40
Figura 23.	Isolinhas da velocidade média no plano das grades da tomada de água para o NmE (distâncias em metros)	40
Figura 24.	Formação de pequeno vórtice junto da tomada de água para $Q=2 \times 4,42$ l/s e NPA ...	41
Figura 25.	Formação de dois pequenos vórtices junto da tomada de água para $Q=2 \times 4,42$ l/s e NmE	41
Figura 26.	Vorticidade na tomada de água para $Q=2 \times 8,83$ l/s e NPA	42
Figura 27.	Vorticidade na tomada de água para $Q=2 \times 8,83$ l/s e NmE.....	42
Figura 28.	Locais de medição da velocidade na galeria (distâncias em mm)	43
Figura 29.	Procedimento de medição na conduta com a sonda do UVP: a) Posicionamento da sonda (inclinação); b) Planos de medição.....	43
Figura 30.	Perfil de velocidades na secção Z1 da galeria, para o NPA	44
Figura 31.	Perfil de velocidades na secção Z2 da galeria, para o NPA	44
Figura 32.	Perfil de velocidades na secção Z3 da galeria, para o NPA	45
Figura 33.	Perfil de velocidades na secção Z4 da galeria, para o NPA	45
Figura 34.	Perfil de velocidades na secção Z5 da galeria, para o NPA	45
Figura 35.	Perfil de velocidades na secção Z1 da galeria, para o NmE	46
Figura 36.	Perfil de velocidades na secção Z2 da galeria, para o NmE	46
Figura 37.	Perfil de velocidades na secção Z3 da galeria, para o NmE	46
Figura 38.	Perfil de velocidades na secção Z4 da galeria, para o NmE	47
Figura 39.	Perfil de velocidades na secção Z5 da galeria, para o NmE	47
Figura 40.	Localização das tomadas de pressão.....	48
Figura 41.	Sólido introduzido no <i>FLOW-3D</i> ®	56
Figura 42.	Malha: a) uniforme; b) não uniforme (Flow Science, 2009)	57
Figura 43.	Definição da malha para o estudo do escoamento na entrada da tomada de água.....	58
Figura 44.	Definição da malha para o estudo do escoamento na galeria	58

Figura 45. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,18 m (cota 141,13 m no protótipo), para a situação de NPA.....	59
Figura 46. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,21 m (cota 145,24 m no protótipo), para a situação de NPA.....	60
Figura 47. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,24 m (cota 147,34 m no protótipo), para a situação de NPA.....	60
Figura 48. Condições de fronteira para o estudo do escoamento na entrada da tomada de água	61
Figura 49. Condições de fronteira para o estudo do escoamento na galeria	61
Figura 50. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,18$ m (cota 141,13 m no protótipo), para o NPA	63
Figura 51. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,21$ m (cota 145,24 m no protótipo), para o NPA	63
Figura 52. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,24$ m (cota 147,34 m no protótipo), para o NPA	64
Figura 53. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,18$ m (cota 141,13 m no protótipo), para o NmE	64
Figura 54. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,21$ m (cota 145,24 m no protótipo), para o NmE	64
Figura 55. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z=2,24$ m (cota 147,34 m no protótipo), para o NmE.	65
Figura 56. Isolinhas da velocidade do escoamento no plano das grades da tomada de água para o NPA - valores numéricos (distâncias em metros).....	65
Figura 57. Isolinhas da velocidade do escoamento no plano das grades da tomada de água para o NmE - valores numéricos (distâncias em metros).....	66
Figura 58. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z1 e NPA	67
Figura 59. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z2 e NPA	67
Figura 60. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z3 e NPA	68
Figura 61. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z4 e NPA	68
Figura 62. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z5 e NPA	68
Figura 63. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,18$ m para o NPA (em m/s)	72
Figura 64. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,21$ m para o NPA (em m/s)	72
Figura 65. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,24$ m para o NPA (em m/s)	73
Figura 66. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,18$ m para o NmE (em m/s)	73
Figura 67. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,21$ m para o NmE (em m/s)	74

Figura 68.	Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,24$ m para o NmE (em m/s)	74
Figura 69.	Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G1 para o NPA (em m/s).	75
Figura 70.	Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G2 para o NPA (em m/s).	75
Figura 71.	Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G1 para o NmE (em m/s)	76
Figura 72.	Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G2 para o NmE (em m/s)	76
Figura 73.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o NPA (em Pa)	77
Figura 74.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o NPA (em Pa)	78
Figura 75.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o NmE (em Pa)	78
Figura 76.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o NmE (em Pa)	79
Figura 77.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o nível intermédio (em Pa) 79	
Figura 78.	Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o nível intermédio (em Pa) 80	
Figura 79.	Campo de velocidades na secção Z1	80
Figura 80.	Campo de velocidades na secção Z2	81
Figura 81.	Campo de velocidades na secção Z3	81
Figura 82.	Campo de velocidades na secção Z4	81
Figura 83.	Campo de velocidades na secção da Z5	82

Simbologia

a	espaçamento entre barras;
A	constante do passo do hélice;
b	dimensão das barras na direção do escoamento;
B	largura do canal de aproximação à tomada de água;
B_i	componentes das forças externas na direção x_i ;
c	coeficiente de aproximação do escoamento à tomada de água;
C_{1e}	constante empírica das equações k - ε ;
C_{2e}	constante empírica das equações k - ε ;
C_μ	constante empírica das equações k - ε ;
D	diâmetro da tomada;
e	espessura das barras;
E	espaçamento das células da malha;
E_b	módulo de elasticidade do material da barra;
f_b	frequência própria das barras;
f_v	frequência dos vórtices;
Fr	número de Froude;
g	aceleração da gravidade;
H	constante da velocidade de atrito;
k	energia cinética turbulenta;
k_c	coeficiente relativo à possibilidade de colmatação da grelha;
k_f	coeficiente de forma das barras da grelha;
k_{g1}	coeficiente relativo à forma das barras da grelha e ao ângulo de incidência do escoamento;
k_{g2}	coeficiente relativo à relação $a/(a+e)$ e ao ângulo de incidência do escoamento;
K	raio de giração da secção transversal da barra em relação a um eixo paralelo à

	velocidade da corrente;
K_g	coeficiente de perda de carga localizada;
L	comprimento do canal de aproximação à tomada de água;
L'	distância entre os apoios das barras;
M	fator de fixação das barras;
n	número de rotações por segundo;
N_z	número de circulação;
p	pressão;
P	relação entre a área obstruída pela grelha e a área total;
Q	caudal;
\bar{Q}_1	caudal médio de cálculo;
\bar{Q}_2	caudal médio estimado;
r	distância a partir do eixo do vórtice;
Re	número de Reynolds;
s	área do escoamento da tomada de água;
s_k	área de influência da medição pontual;
S	submersão;
S_t	número de Strouhal das barras;
t	tempo;
u	velocidade instantânea;
u_i	componente da velocidade na direção x_i ;
u_j	componente da velocidade na direção x_j ;
u_k	velocidade pontual;
u'	componente de flutuação turbulenta da velocidade;
\bar{u}	velocidade média;
$(\overline{u_i' u_j'})$	tensões de Reynolds;

U	velocidade média do escoamento;
\bar{U}_1	velocidade média de cálculo;
\bar{U}_2	velocidade média estimada;
v_{Fr}	velocidade correspondente à semelhança de Froude;
$v_{vórtice}$	velocidade para o estudo dos vórtices;
v_θ	velocidade tangencial a r;
We	número de Weber;
z	declive da parede acima da tomada de água;
Z	altura de água no modelo;
γ	peso volúmico da água;
γ_b	peso volúmico do material das barras;
Γ	circulação do vórtice;
δ_{ij}	delta de kronecker;
ΔH	perda de carga localizada;
$\Delta \bar{Q}$	diferença entre o caudal médio estimado e de cálculo;
$\Delta \bar{U}$	diferença entre a velocidade média estimada e de cálculo;
ε	taxa de dissipação da energia cinética turbulenta;
η	fator de forma;
θ	ângulo de aproximação do escoamento;
μ_T	coeficiente de viscosidade dinâmica turbulenta;
σ	tensão superficial do fluido;
σ_k	constante empírica das equações k - ε ;
σ_z	constante empírica das equações k - ε ;
u_j	componente da velocidade na direção x_j ;
μ	viscosidade dinâmica;
ν	viscosidade cinemática do fluido;

ρ	massa específica do fluido;
ρ_0	densidade de referência;
φ	ângulo do plano da grelha com a horizontal.

Siglas de entidades

ASCE	American Society of Civil Engineers;
BUREC	Bureau of Reclamation;
EDP	Eletricidade de Portugal;
ESHA	European Small Hydropower Association;
HI	Hydraulic Institute;
INAG	Instituto da Água;
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil;
NRE	Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas.

Abreviaturas

CFD	Computational Fluid Dynamics;
DNS	Direct Numerical Simulation;
<i>FAVOR</i> TM	Fractional Area/Volume Obstacle Representation;
LES	Large Eddy Simulation;
NmE	Nível Mínimo de Exploração;
NPA	Nível de Pleno Armazenamento;
RANS	Reynolds Averaged Navier-Stokes;
RNG	Renormalization Group Theory;
<i>TruVoF</i> TM	True Volume of Fluid.
UVP	Ultrasonic Velocity Profiling.

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. Enquadramento geral

As barragens permitem regular, armazenar e derivar a água dos rios principalmente para uso doméstico, produção agrícola e industrial, geração de energia elétrica e controlo de cheias, além da respetiva utilização para fins recreativos, turismo e aquicultura.

A irrigação é responsável pelo maior consumo de água doce no mundo, estimando-se, atualmente, que represente cerca de 67% do total consumido. Com efeito, um quinto da terra agricultável do mundo é irrigada, correspondendo a 268 milhões de hectares irrigados, sendo essa área responsável por 40% da produção agrícola mundial. Mais de um terço (36%) das grandes barragens do mundo foi construída exclusivamente ou com o objetivo principal de irrigação e estima-se que 30 a 40% da área irrigada dependa de barragens. Também a existência de barragens e reservatórios para fins de abastecimento humano é muito significativa, variando grandemente de país para país e, dentro de um mesmo país, de região para região (WCD, 2000).

Em Portugal salienta-se, atualmente, o papel da produção de energia hidroelétrica, estando a ser realizado o reforço de potência em vários aproveitamentos hidroelétricos existentes e a ser construída uma dezena de novos aproveitamentos ao abrigo do Programa Nacional de Barragens com Elevado Potencial Hidroelétrico.

O que se referiu demonstra a importância das barragens e dos seus órgãos hidráulicos e constitui a motivação para este trabalho, que procura compreender melhor os fenómenos hidrodinâmicos, associados ao escoamento em tomadas de águas por recurso à modelação experimental e numérica.

1.2. Objetivos

A presente dissertação tem como objetivo principal estudar o escoamento em tomadas de água com recurso a um modelo físico, construído no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), e a um modelo computacional comercial, o *Flow-3D*[®]. Para tal, foi estudado, em particular, o caso prático da tomada de água da barragem de Foz Tua.

Detalhadamente, a presente dissertação tem os seguintes objetivos:

- com base em ensaios experimentais, pretende-se realizar o estudo das velocidades à entrada da tomada de água e na galeria, das pressões no interior da tomada de água e a

identificação de situações de ocorrência de vórtices para diferentes condições de funcionamento;

- com base em simulações numéricas, pretende-se validar a aplicação do modelo computacional *Flow-3D*[®] para o estudo do escoamento numa tomada de água, nomeadamente com a comparação de velocidades à entrada da tomada de água e na galeria, pressões no interior da tomada de água e verificação da ocorrência de vorticidade para as condições de funcionamento estudadas experimentalmente.

1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em 5 capítulos. O Capítulo 1 apresenta o enquadramento do tema, os principais objetivos e a organização da dissertação.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica. Inicialmente, este capítulo apresenta uma descrição geral das barragens e respetivos órgãos hidráulicos. De seguida é realizado um estudo mais pormenorizado do tipo de órgãos hidráulicos em estudo, as tomadas de água, apresentando a descrição dos tipos de tomadas de água, critérios de dimensionamento e principais estudos realizados nesta temática.

O Capítulo 3 é relativo à modelação física, sendo apresentada uma descrição do modelo reduzido estudado, dos instrumentos de medição utilizados e dos dados obtidos a partir dos ensaios experimentais realizados.

O Capítulo 4 é relativo à modelação numérica, apresentando uma descrição do modelo numérico, os resultados obtidos por esta metodologia, a análise dos referidos resultados e a sua comparação com os dados experimentais.

Por último, no Capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões deste trabalho, bem como recomendações para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Tipos de barragens e seus órgãos hidráulicos

As barragens são estruturas hidráulicas que permitem armazenar água, sendo projetadas de modo a satisfazer as necessidades da população para abastecimento de água, regularização das cheias, produção de energia elétrica e/ou rega. As barragens podem ser classificadas de acordo com diferentes critérios (e.g., quanto ao tipo de estrutura, função ou importância). Na classificação quanto ao tipo de estrutura e material distinguem-se essencialmente (BUREC, 1987; Quintela, 1990; Schleiss, 2006):

- **Barragens de betão** (de gravidade, em abóbada e de contrafortes);
- **Barragens de aterro** (de terra e de enrocamento).

As barragens são constituídas por diversos órgãos hidráulicos, nomeadamente descarregadores de cheias, descargas de fundo e de meio fundo, tomadas de água e estruturas de dissipação de energia, dos quais se irá fazer uma breve descrição.

Os descarregadores de cheias são órgãos de descarga, que permitem o escoamento das águas de uma albufeira para jusante, em caso de ocorrência de cheia. Dependendo das condições topográficas e hidráulicas e das barragens em que se inserem, estes apresentam diferentes características (Pinheiro, 2007).

De acordo com a localização e controlo do caudal, Pinheiro (2007) classifica os principais tipos de descarregadores de cheias da seguinte forma: sobre a barragem, por orifícios, canal de encosta, em poço, diques fusíveis e não revestidos. Em relação ao guiamento da lâmina líquida num descarregador, a descarga pode ser realizada livremente ou controlada por comportas.

A energia do escoamento a jusante do descarregador de cheias é usualmente muito elevada, devido à diferença entre os níveis de água a montante e a jusante. De modo a que esta energia não provoque danos na própria barragem e em obras anexas ou graves erosões no leito é necessária a existência de estruturas de dissipação de energia. Existem diferentes tipos de estruturas de dissipação de energia (Pinheiro, 2006a):

- bacias de dissipação de energia por ressalto;

- bacias de dissipação de energia por jatos;
- bacias de dissipação de energia por impacto;
- conchas de rolo;
- rampa de blocos.

No entanto, apenas as bacias de dissipação de energia por ressalto, as bacias de dissipação de energia por jatos e as conchas de rolo são habituais a jusante de descarregadores de cheias (Pinheiro, 2001).

As descargas de fundo e de meio fundo são órgãos hidráulicos que permitem o esvaziamento da albufeira e são munidas de comportas que podem ser acionadas localmente ou à distância. Estes elementos são ainda utilizados durante o primeiro enchimento da albufeira de modo a controlar a subida do nível de água e assim acompanhar a evolução do comportamento estrutural da barragem. A escolha do tipo de descarga de fundo é muitas vezes condicionada pelo tipo de barragem, pelo tipo de descarregador de cheias e pelas obras de desvio provisórias necessárias durante a construção da barragem (Pinheiro, 2001). As descargas de fundo podem ainda ser utilizadas para fazer passar, para jusante, o caudal necessário à manutenção do rio e da sua biodiversidade (caudal ecológico) e para transportar para jusante sedimentos acumulados na albufeira (Novak *et al.*, 2007).

O objeto de estudo deste trabalho centra-se nas tomadas de água, pelo que se irá realizar uma análise mais pormenorizada deste órgão hidráulico no próximo subcapítulo.

2.2. Tomadas de água

Uma tomada de água é um órgão hidráulico destinado a captar água proveniente de albufeiras ou rios através de um canal ou conduta forçada, podendo ter diferentes finalidades como sejam: abastecimento público, rega ou produção de energia (Pinheiro, 2006b).

De acordo com Pinheiro (2006b), as tomadas de água podem ser divididas em dois grupos:

- tomadas em albufeiras de regularização – nas quais não é previsível a entrada significativa de sedimentos;

- tomadas em rios ou aproveitamentos a fio-de-água – nas quais a quantidade de material sólido contido na água poderá atingir a tomada de água.

A orientação da entrada do escoamento para a tomada de água tem muita influência na acumulação de detritos na grelha, a qual deve ser minimizada de modo a evitar problemas de manutenção.

No caso de uma tomada de água numa albufeira, a formação de um ângulo reto entre o descarregador de cheias e a orientação da grelha da tomada de água conduz, frequentemente, a uma disposição favorável, uma vez que permite que o escoamento no descarregador arraste os detritos sobre a soleira do descarregador, durante a estação das cheias. A tomada de água não deve localizar-se numa zona de águas paradas, muito afastada do descarregador, porque nessas zonas é comum a acumulação de detritos junto à entrada da mesma (ESHA, 2004).

Na Figura 1 é apresentado um exemplo de uma tomada de água e os seus principais constituintes.

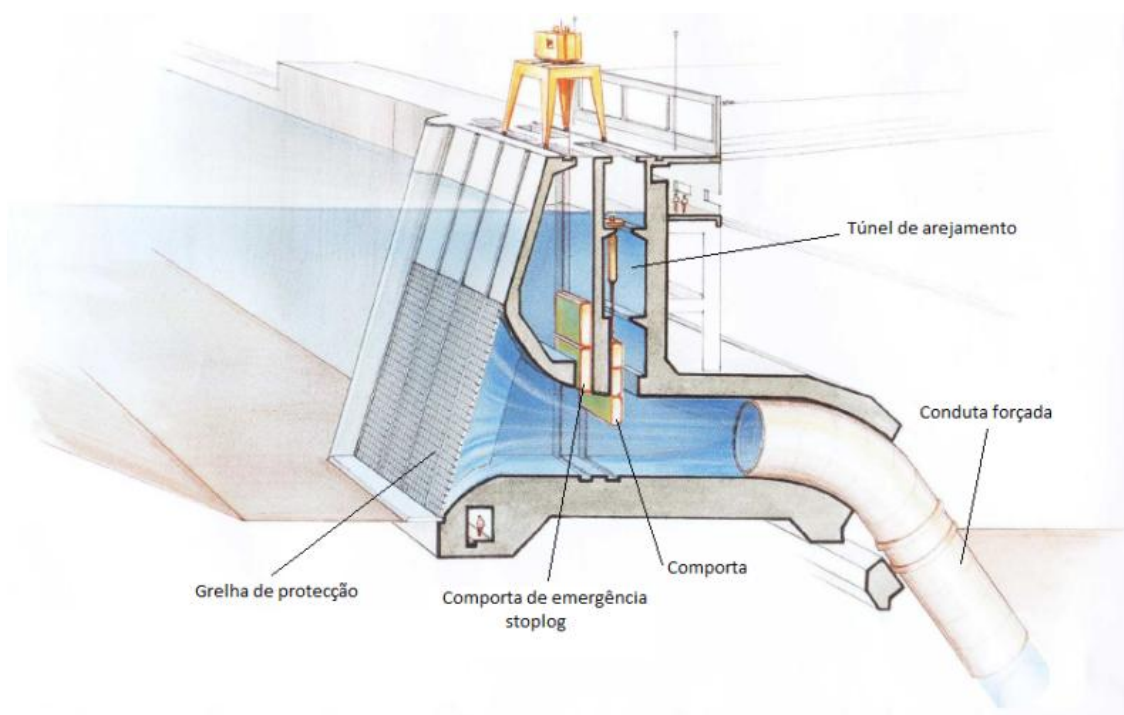


Figura 1. Elementos constituintes de uma tomada de água (adaptado da imagem retirada a 9/11/2011 de www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad190.pdf)

A estrutura da tomada de água deve incluir várias componentes nomeadamente as grelhas para minimizar a quantidade de detritos e sedimentos transportados pelo escoamento que entra no circuito hidráulico, comportas de serviço e de emergência seguidas do canal ou da conduta de adução.

2.2.1. Tipos de tomadas de água

Os tipos de tomadas de água usualmente utilizados em rios ou em aproveitamentos a fio de água diferem dos utilizados em albufeiras.

Em rios ou em aproveitamentos a fio-de-água

Em rios ou em aproveitamentos a fio-de-água, as tomadas de água podem ser do tipo lateral, frontal ou inferior:

➤ Tomadas de água laterais

Uma tomada de água considera-se lateral (Figura 2) quando a entrada da tomada (plano da grelha) apresenta um ângulo, na horizontal, de 90 a 120° com a secção transversal do rio (Quintela e Pinheiro, 1987). Geralmente, este tipo de tomadas contém um canal de deposição de detritos dotado de descarregador, sendo implantadas em trechos do rio em curva. A implantação da tomada numa curva apresenta a vantagem de as correntes ao longo da parte exterior da curva dificultarem a entrada de detritos na tomada de água. De modo a evitar a entrada de detritos em suspensão na tomada de água deve igualmente ser instalada uma parede parcialmente submersa com 0,8 – 1,0 m de submersão (ESHA, 2004).

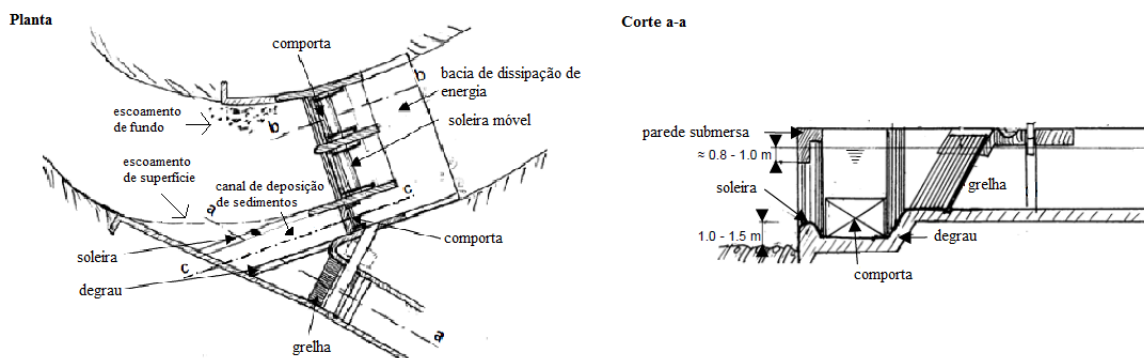


Figura 2. Tomada de água do tipo lateral, vista em planta e em corte (ESHA, 2004)

Se a tomada de água se encontrar permanentemente submersa podem ser utilizadas grelhas de barras horizontais de modo a evitar a fixação de detritos em suspensão e facilitar a limpeza por ação do escoamento. Caso ocorra a colmatação das grelhas esta solução apresenta uma dificuldade de limpeza acrescida (Quintela e Pinheiro, 1987).

➤ Tomadas de água frontais

As tomadas de água frontais são indicadas para trechos de rio retilíneos em que a largura máxima não exceda 50 m e incluem um túnel de deposição de partículas que deve ser descarregado de forma contínua, o qual implica perdas de água constantes. Este tipo de tomada apresenta, no entanto, a vantagem de conseguir funcionar com grande quantidade de detritos depositados e em suspensão (ESHA, 2004).

A implantação da tomada de água depende das características do açude, da topografia local e dos condicionamentos do circuito hidráulico (Quintela e Pinheiro, 1987).

➤ Tomadas de água do tipo inferior (ou do tipo Tirolês)

As tomadas de água do tipo inferior ou do tipo Tirolês são constituídas por um canal, disposto transversalmente ao leito do rio e coberto por uma grelha de declive superior ao do leito, orientada segundo a direção do escoamento (Figura 3). Normalmente são implantadas em trechos retilíneos de declive acentuado, que transportam grande quantidade de detritos de dimensão considerável (Ramos e Almeida, 2000). Tomadas deste tipo são adequadas a regiões montanhosas e de difícil acesso (Ramos, 2000).

Para este tipo de tomadas de água foram, recentemente, propostas regras de dimensionamento por Brunella *et al.* (2003) e por Righetti e Lanzoni (2008), entre outros.

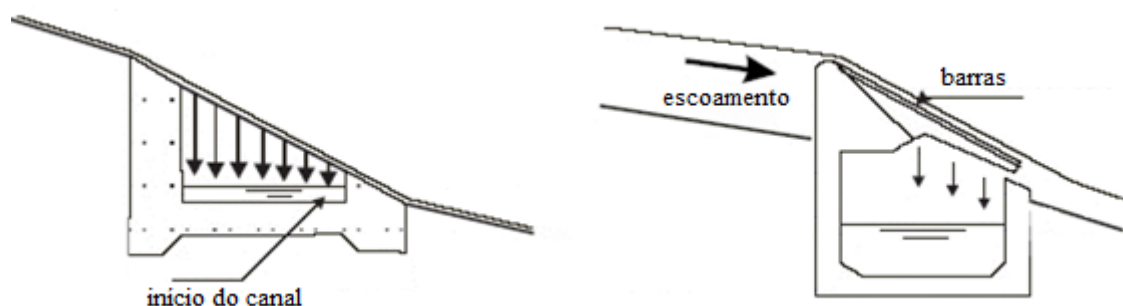


Figura 3. Tomada de água do tipo inferior (ESHA, 2004)

Em albufeiras

As tomadas de água em albufeiras podem ser localizadas na barragem (barragens de betão), em torre separada da barragem (frequente em barragens de aterro), em torre de tomada de água adjacente à barragem, em estrutura fundada numa das margens ou em estrutura flutuante, no caso de tomadas de água temporárias (INAG, 2001).

De acordo com a sua função, a tomada de água pode ser submersa ou prolongar-se acima da superfície livre (em torre). Dependendo do posicionamento das condutas, as tomadas de água podem ser classificadas de verticais, horizontais ou inclinadas (Knauss, 1987).

Para entradas localizadas ao nível da conduta, são geralmente utilizadas tomadas de água verticais. As tomadas de água inclinadas são muito utilizadas na encosta ou margem da albufeira (BUREC, 1987). As tomadas de água horizontais são as mais frequentemente utilizadas, podendo ser usadas quando existe uma grande altura de elevação (ASCE, 1995).

2.2.2. Dimensionamento de tomadas de água

O dimensionamento de tomadas de água deve basear-se em considerações geológicas, hidráulicas, estruturais e económicas e ser realizado de modo a evitar, durante a vida útil do projeto, problemas desnecessários de operação e manutenção.

Um dos primeiros aspetos a definir é a localização da tomada de água. Esta depende de vários fatores, nomeadamente da submersão mínima, das condições geotécnicas, das considerações ambientais, da remoção de sedimentos e da formação de gelo, caso ocorra.

De uma forma geral, no projeto de tomadas de água deve evitar-se a formação de vórtices a montante, a separação do escoamento em relação às paredes da tomada e a entrada de material sólido que possa deteriorar o restante circuito hidráulico a jusante e os respetivos órgãos, prejudicando o funcionamento dos mesmos (Pinheiro, 2006b).

Por outro lado, as formas da estrutura de tomada de água são definidas nas zonas onde a velocidade de escoamento através da mesma é elevada, de modo a que as variações locais de pressão que ocorrem não provoquem pressões próximas da tensão de vapor da água, no sentido de evitar a ocorrência de cavitação e a conseqüente erosão das paredes da estrutura (Ramos, 2000).

Embora existam diferentes tipos de tomadas de água, certas regras de dimensionamento são comuns a todas elas. Como tal, o projetista de tomadas de água deve ter em consideração critérios (ESHA, 2004):

- hidrodinâmicos e estruturais comuns a todos os tipos de tomadas;
- operacionais, que dependem do caudal a desviar, da presença de sedimentos e da limpeza dos detritos;

- ambientais, que são relacionados com a fauna piscícola e a minoração do impacto visual.

Na prática, o correto dimensionamento de uma tomada de água deverá ter em conta:

- perdas de carga;
- requisitos em termos de velocidades do escoamento;
- controlo e eliminação de formação de gelo;
- controlo de sedimentos;
- bloqueio da passagem de peixes;
- potencial de formação de vórtices com entrada de ar;
- dimensionamento das grelhas e comportas.

Nos subcapítulos seguintes dar-se-á especial atenção a:

- prevenção de ocorrência de vorticidade (essencialmente pela imposição de uma submersão mínima da tomada de água);
- material sólido transportado (com a descrição de disposições ou dispositivos para reduzir ou eliminar os sedimentos a entrar na tomada de água);
- grelhas (onde são focados critérios de dimensionamento e apresentadas várias soluções de limpeza).

Como em Portugal não é previsível a ocorrência de problemas de funcionamento das tomadas de água resultantes da acumulação de gelo (Ramos, s.d.), este problema não é aprofundado. No entanto, no caso de se pretender dimensionar tomadas de água tendo em conta este fator poderão ser consultadas as regras de dimensionamento descritas em ASCE (1995). Artigos recentes de Chen *et al.* (2004) e de Daly e Ettema (2006) apresentam ainda algumas recomendações especificamente vocacionadas à redução da entrada de cristais de gelo (*frazil crystals*) nas tomadas de água em águas agitadas pelo vento e/ou corrente e que, por isso, atingem temperaturas abaixo da

temperatura de congelamento. Por último, o dimensionamento de mecanismos de bloqueio da passagem de peixes para uma tomada de água está intrinsecamente ligado às espécies de peixes que habitam a zona, o que exige, também, conhecimentos de biologia. Os aspetos relacionados com este problema não serão abordados neste trabalho, mas, para uma descrição detalhada dos mecanismos de bloqueio de passagem de peixes poderão ser consultados Edwards *et al.* (1988) e ASCE (1995).

2.2.3.Prevenção de ocorrência de vorticidade

Um escoamento que apresente vorticidade (movimento do fluido com trajetórias circulares, concêntricas, segundo Quintela, 2007) pode originar graves problemas no funcionamento dos equipamentos hidromecânicos. A perda de eficiência hidráulica, resultante das perturbações no escoamento, é frequentemente atribuída à formação de vórtices numa tomada de água. Ferreira e Genovez (2001) *in* Ferreira e Genovez (2005) referem que os vórtices com arrastamento de ar podem provocar uma redução de 50% no caudal que seria descarregado pela tomada, levando a uma redução de 70% da eficiência da turbina. Assim, a prevenção de vórtices em tomadas de água de centrais hidroelétricas é de grande importância. Adicionalmente, a formação de vórtices origina ainda os seguintes problemas (ASCE, 1995):

- condições de escoamento não uniforme;
- introdução de ar no escoamento, o que pode originar condições desfavoráveis nas máquinas hidráulicas, nomeadamente cavitação e vibração;
- aumento das perdas de carga com diminuição da eficiência;
- arrastamento de detritos para a tomada de água;
- aumento de custos por necessidade de implementação de medidas corretivas do problema.

De acordo com Quintela (2007), os vórtices podem ser classificados em vórtices forçados, vórtices livres e vórtices mistos. Um vórtice forçado apresenta um movimento de rotação de um líquido provocado por uma força exterior, já um vórtice livre apresenta um movimento de rotação de um fluido livre e em redor de um eixo. Por fim, um vórtice misto é a combinação de um vórtice forçado com um vórtice livre, apresentando a zona central preenchida por fluido. Os

efeitos/prejuízos dos vórtices livres são superiores aos dos vórtices forçados. De facto, os vórtices livres que apresentam um grande núcleo de ar têm um efeito significativo sobre as perdas de carga na tomada de água, enquanto que os vórtices forçados, que não apresentam arrastamento de ar, têm pouco efeito nas perdas de carga (Hecker, 1987). Padmanabhan e Hecker (1983) propuseram uma classificação dos vórtices de acordo com a intensidade. Assim, de acordo com estes autores, os vórtices variam entre o tipo 1 e o tipo 6. Um vórtice do tipo 1 é fraco enquanto um vórtice do tipo 6 é intenso e apresenta um núcleo de ar completamente desenvolvido (Figura 4).

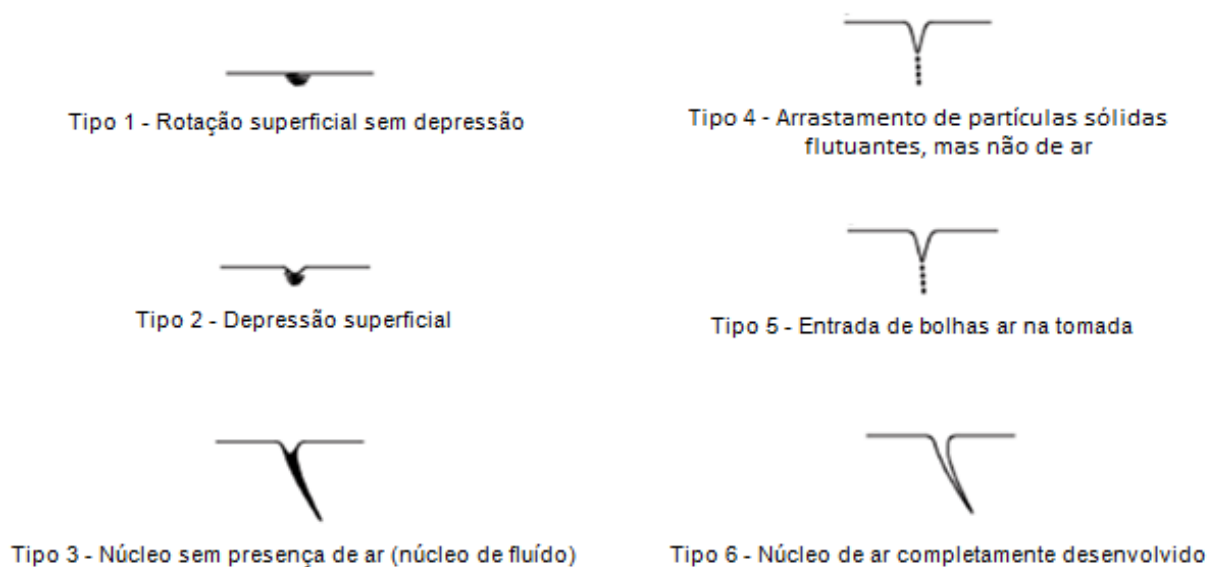


Figura 4. Descrição dos tipos de vórtice, segundo Padmanabhan e Hecker (1983)

As condições que produzem não uniformidade do escoamento ou da velocidade podem originar vorticidade. Estas condições incluem (ASCE, 1995):

- aproximação assimétrica;
- geometria da superfície irregular;
- submersão inadequada;
- velocidades de aproximação superiores a 0,61 m/s;
- alterações bruscas na direção do escoamento;
- obstruções;

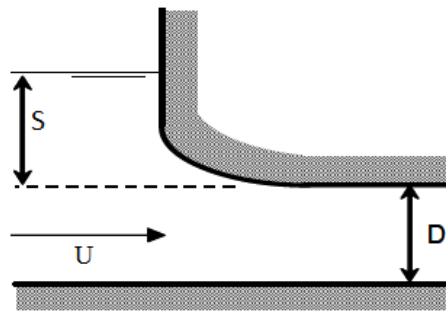
- correntes;
- influência de fenómenos atmosféricos (incluindo ventos e esteiras atmosféricas);
- separação do escoamento.

Devido à dificuldade em estabelecer um critério para evitar a formação de vórtices que considere, de forma adequada, todas as variáveis que originam este problema, existe ainda investigação em curso. Por essa razão, quando se faz o dimensionamento de uma tomada de água deve consultar-se não só manuais de dimensionamento de referência como também bibliografia recente. Como existem grandes limitações em todos os métodos existentes, em muitos casos é necessário recorrer a modelação física e numérica (ASCE, 1995).

No entanto, a modelação física e a modelação numérica não são, em regra, económicas nem expeditas, pelo que para o pré-dimensionamento de projetos de média a grande dimensão e para o dimensionamento, conservativo, de projetos de menor dimensão foram desenvolvidos critérios gerais de dimensionamento para a prevenção de vorticidade (ASCE, 1995):

- **Submersão da tomada de água:** Deve-se garantir um escoamento de aproximação com adequada profundidade de forma a minimizar a velocidade superficial e as condições que proporcionam o desenvolvimento de vórtices. A submersão requerida depende das condições de aproximação, da orientação e da dimensão característica da tomada de água e da velocidade de entrada.
- **Melhoria das condições de aproximação:** Através da introdução de paredes no canal de aproximação, eliminação de zonas de separação do escoamento ou redução da velocidade de aproximação por aumento da área da secção de entrada da tomada de água.
- **Dispositivos antivórtice:** Mecanismos que se destinam a reduzir ou eliminar os vórtices.

A submersão insuficiente contribui para a obstrução das grelhas, introdução de detritos no circuito hidráulico e criação de condições adversas para as máquinas hidráulicas devido à entrada de ar. Na Figura 5 encontra-se a definição esquemática da submersão de uma tomada de água.



Nota: S – submersão, U – velocidade de aproximação, D – diâmetro de entrada

Figura 5. Submersão da tomada de água (adaptado de ESHA, 2004)

Knauss (1987) definiu que os parâmetros adimensionais que influenciam a formação de vórtices são o número de Froude ($Fr = U/\sqrt{gD}$), o número de Reynolds ($Re = UD/\nu$), e o número de Weber ($We = U/\sqrt{\rho D/\sigma}$), onde U é a velocidade média do escoamento na conduta, D o diâmetro da tomada, ou diâmetro hidráulico no caso de conduta não ser circular, g a aceleração da gravidade, ν a viscosidade cinemática do fluido, ρ a massa volúmica do fluido e σ a tensão superficial do fluido. No entanto, nenhuma das fórmulas desenvolvidas até à atualidade para definição da submersão mínima considera todos os parâmetros relevantes.

Apresentam-se de seguida formulações de diversos autores.

Gordon (1970) propõe que a submersão mínima de tomadas de água horizontais obedeça a:

$$S = cU\sqrt{D} \quad (1)$$

sendo S a submersão mínima da tomada de água; c um coeficiente que toma o valor de 0,3 se o escoamento se aproxima de forma simétrica e 0,4 se a aproximação ocorre de forma assimétrica.

Para condições de entrada ideais, Prosser (1977) *in* ASCE (1995) propõe uma submersão de 1,5D para tomadas de água horizontais.

Pennino e Hecker (1980) *in* ASCE (1995) recomendam, para uma tomada de água de um sistema de bombagem, que se garanta a submersão indicada por:

$$\frac{U}{\sqrt{gS}} \leq 0,23 \quad (2)$$

Gulliver e Rindels (1987) realizaram um estudo em tomadas de água verticais dotadas de um canal de aproximação para determinar a submersão mínima necessária para evitar a formação de pequenos vórtices, desenvolvendo a seguinte equação:

$$S = 2,5 + \frac{4}{3} Fr^{2/3} + 40(N_r^*)^3 \quad (3)$$

sendo $(N_r^*)^3 = tg \theta / [1 + (L/B)tg \theta]$, onde θ é o ângulo de aproximação do escoamento à tomada de água e L e B são, respetivamente, o comprimento e a largura do canal de aproximação à tomada de água.

A equação desenvolvida pelo Hydraulic Institute (1998) para determinar a submersão mínima necessária para evitar a formação de vórtices com arrastamento de ar é a seguinte:

$$S = 1 + 2,3 \frac{U}{gD} \quad (4)$$

Note-se que esta expressão foi desenvolvida para a determinação da submersão que evita apenas vórtices com forte entrada de ar (Hecker, 1987).

Mais recentemente, Werth e Frizzell (2009) realizaram um estudo experimental para desenvolver uma expressão para a submersão mínima. O estudo baseou-se no critério de prevenir a formação de vórtices do tipo 3 em tomadas de água (na escala de classificação de 1-6 de Padmanabhan e Hecker (1983)). A equação proposta corresponde a um refinamento da equação de Gulliver e Rindels (1987) para tomadas de água verticais típicas de sistemas de arrefecimento:

$$S = 2,1 + \frac{4}{3} \left(\frac{U}{gD} \right)^{2/3} \quad (5)$$

Baseando-se também em ensaios experimentais, Sarkardeh *et al.* (2010) propõem uma equação para a submersão crítica que, dependente dos valores considerados, pode ser utilizada para, especificamente, evitar vórtices de uma determinada grandeza (de acordo com a escala de Padmanabhan e Hecker (1983)):

$$N_\Gamma = 0,06 \left(\frac{S}{D} \right)^{-1,912} \left(\frac{1}{z} \right)^{0,015} Fr^{0,638} \Gamma^{0,706} \quad (6)$$

em que N_Γ é o número de circulação, que pode ser obtido da Figura 6, em função do tipo de vórtice, z é o declive da parede acima da tomada de água e Γ é a circulação do vórtice e pode ser calculada por $\Gamma = 2 \pi r v_\theta$, onde r é a distância a partir do eixo do vórtice e v_θ é a velocidade tangencial a r .

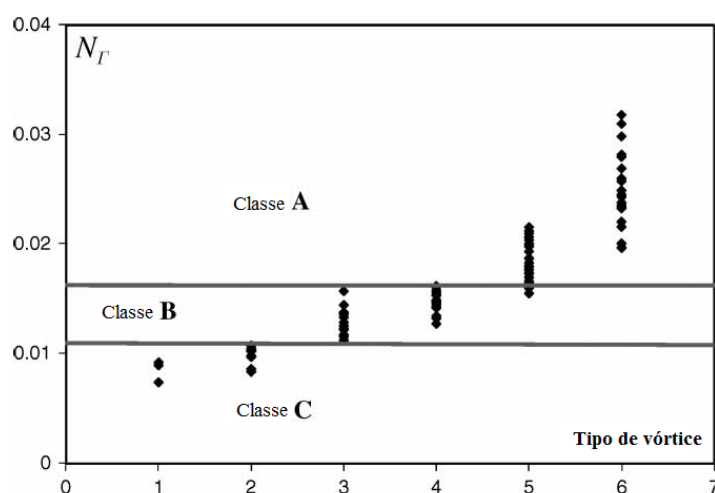


Figura 6. Relação entre o tipo de vórtice e o número de circulação (Sarkardeh *et al.*, 2010)

Por exemplo, caso se pretenda eliminar vórtices do tipo 3 ou superior, $N_r > 0,011$.

2.2.4. Material sólido transportado

Em rios ou aproveitamentos a fio-de-água existe um risco acrescido de haver um volume significativo de material sólido a chegar à tomada. O caudal sólido poderá incluir partículas sólidas transportadas em suspensão ou por arrastamento junto ao fundo.

O material sólido transportado em suspensão, de pequena dimensão, geralmente não provoca grandes inconvenientes na deposição, sendo os maiores problemas relacionados com o desgaste das condutas e do equipamento hidroelétrico (Ramos, s.d.). O caudal sólido, ao desgastar o equipamento hidroelétrico, conduz ao seu mau funcionamento, com redução do rendimento do equipamento e do seu período de vida útil (ESHA, 2004).

A deposição das partículas em arrastamento junto ao fundo ocorre quando a velocidade desce abaixo de determinado limite. Quando a deposição ocorre junto da tomada de água poderá provocar perda de carga localizada ou mesmo a obstrução total desta.

Para resolver o problema da entrada de partículas de pequena dimensão na tomada de água é necessário prever a existência de uma câmara de sedimentação ou desarenadores a jusante da secção da tomada de água, onde ocorre a deposição dos materiais. Uma câmara de sedimentação resulta do alargamento da secção e conseqüente redução da velocidade que permite a deposição dos detritos (Quintela e Pinheiro, 1987; ESHA, 2004).

Se a deposição do material sólido ocorrer, será necessário evitar a sua entrada na tomada de água através de (Ramos, s.d.):

- a) **Eliminação das partículas sólidas depositadas** (Purgas) - A eliminação poderá ser classificada de contínua ou descontínua e é feita de acordo com diversos fatores, tais como:
- Condições topográficas da bacia - deverá possuir um depósito onde se possa fazer a acumulação de detritos entre cada duas purgas.
 - Relação entre o caudal de derivação e o caudal que apresenta arrastamento de partículas sólidas junto da tomada – se a relação for reduzida deve-se utilizar o método contínuo. Caso a relação seja alta deve-se armazenar o material e proceder à sua eliminação apenas quando houver excesso de caudal.
 - Perfil longitudinal – no caso de o leito ser inclinado, os materiais serão facilmente transportados para longe por purga contínua.
- b) **Tomadas em curvas** – A força centrífuga provoca um aumento do nível da água na margem exterior (parte côncava) e arrastamento de partículas sólidas para a margem interior (parte convexa). A deposição de sólidos ocorre na margem convexa num ponto a jusante da curva e, por esta razão, as tomadas são construídas na margem côncava (Figura 7).

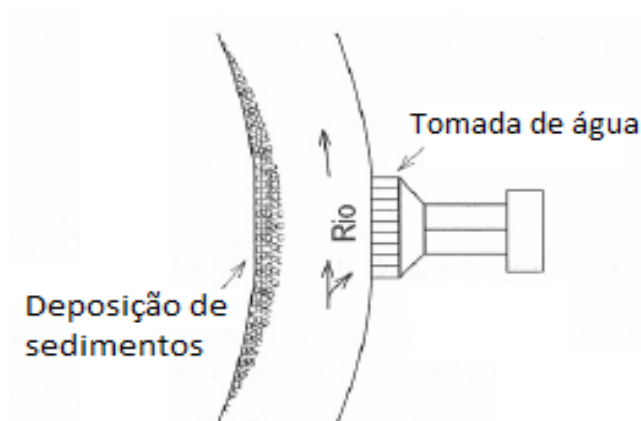


Figura 7. Localização correta de uma tomada de água numa curva (retirado a 9/11/2011 de www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad190.pdf)

- c) **Sistema de canal** – consiste num canal construído transversalmente ao escoamento da tomada de água com a finalidade de obter a deposição das partículas sólidas.
- d) **Diques ocios** – são descargas comandadas por válvulas localizadas a uma cota inferior à da tomada. Destinam-se a evitar a deposição de partículas sólidas junto da tomada de água.
- e) **Caleiras** - Para eliminar sedimentos de maiores dimensões que passem as grelhas e cujo movimento seja por arrastamento, deve-se dispor de caleiras dispostas transversalmente onde estes se depositam (Figura 8).

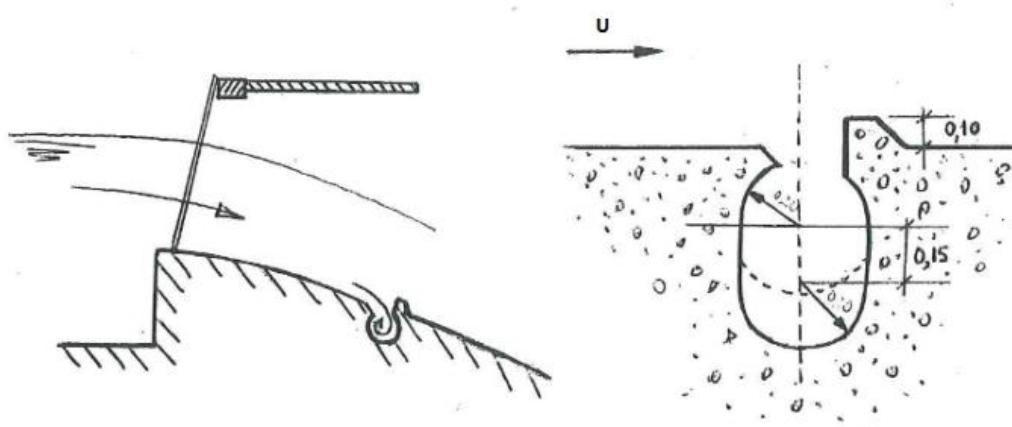


Figura 8. Caleiras para eliminação de sedimentos em arrastamento (Ramos, s.d.)

Apesar do número de soluções apresentadas em projetos de grande dimensão, torna-se muitas vezes necessário recorrer a modelos reduzidos para otimizar a solução (e.g., Ho *et al.* (2010) e Michell *et al.* (2006)).

Muito recentemente, tem-se começado a recorrer também a simulações numéricas (e.g., Ruether *et al.* (2005)).

2.2.5. Grelhas

Constituição

De modo a evitar a entrada de materiais que possam danificar os órgãos hidromecânicos (e.g., válvulas, turbinas, bombas) do circuito hidráulico, instalam-se grelhas de proteção à entrada das tomadas de água. As grelhas são órgãos hidromecânicos constituídos por um ou mais painéis retangulares aos quais são solidarizadas várias barras com dada secção transversal e travessas

intermédias que reduzem o vão livre das barras (Figura 9), possibilitando a utilização de barras com menor secção transversal (Pinheiro, 2006b).

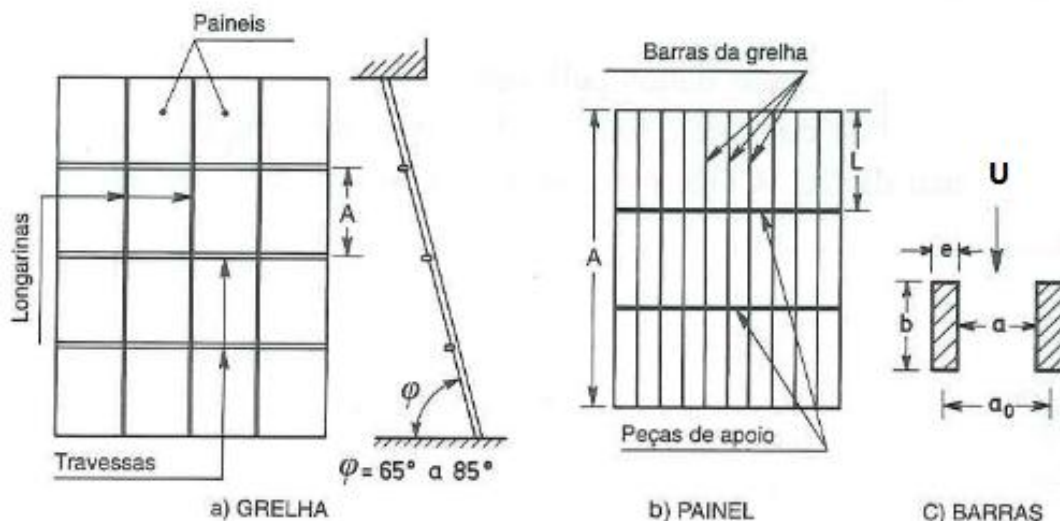


Figura 9. Constituição da grelha, painéis e dimensões em planta das barras (Lencastre, 1996)

O afastamento entre barras, a secção transversal e a relação entre áreas total e útil de escoamento são parâmetros fundamentais das grelhas e devem ser definidos de acordo com as dimensões máximas dos materiais sólidos. O que mais condiciona este parâmetro é a máquina hidráulica que visa proteger, pelo que o afastamento deve estar de acordo com as recomendações do fabricante da máquina hidráulica (Pinheiro, 2006b).

De acordo com Lencastre (1996) o espaçamento entre as barras, a , deve ser selecionado de acordo com o tipo de turbina (Tabela 1):

Tabela 1. Espaçamento entre barras em função do tipo de máquina hidráulica (adaptado de Lencastre, 1996)

Tipo de máquina hidráulica	a (m)
Kaplan	0,10 - 0,15
Francis muito rápida	0,08 - 0,10
Francis lenta	0,06 - 0,09
Pelton	0,025 - 0,050
Pequenas instalações de bombagem	0,020

A secção entre barras não deve ser demasiado pequena nem demasiado elevada, pois, caso a secção seja muito reduzida obtêm-se grandes perdas de carga devido à obstrução da grelha; por outro lado, se for muito grande, permite a entrada de material sólido no circuito hidráulico (Ramos, 2000).

De modo a que as grelhas apresentem maior resistência aos esforços normais do plano das grelhas, a secção transversal de maior espessura deve ser definida segundo o escoamento. Esta orientação implica, no entanto, uma menor tendência para reter os detritos flutuantes (Pinheiro, 2006b).

De acordo com ESHA (2004), as grelhas devem ser concebidas para resistir à pressão da água na ocorrência de uma colmatação total pelos materiais retidos sem provocar deformação excessiva. A utilização de barras horizontais, apesar de aumentar a resistência, deve ser evitada devido à dificuldade acrescida na limpeza.

As grelhas podem ser dispostas na vertical ou inclinadas. A inclinação das grelhas a 20° (com a vertical) é a mais utilizada devido ao facto de, nessa posição, o dispositivo de limpeza apresentar uma tendência natural para se manter junto das barras. A colocação de grelhas verticais (ângulo de 0°) deve ser evitada devido a essa disposição dificultar a utilização do sistema de limpeza. As grelhas verticais poderão, no entanto apresentar vantagens por simplificarem as obras de construção civil, preferencialmente se a distância de cotas entre a soleira da tomada de água e a plataforma que contém o dispositivo de limpeza for aumentada (Pinheiro, 2006b). No caso da limpeza das grelhas inclinadas ser manual, aconselha-se a adoção de um ângulo próximo de 45°, ao invés de 20°.

Limpeza

A limpeza das grelhas é uma medida muito importante e deve ser realizada periodicamente. De facto, se a grelha se encontra obstruída numa zona, a água irá escoar-se com maior velocidade noutra zona, propiciando o arrastamento de detritos.

A limpeza das grelhas pode ser realizada por um limpa-grelhas automático ou manualmente, caso o comprimento das barras não seja superior a 2-3 m. O limpa-grelhas automático inicia a sua operação quando for atingido um valor pré-determinado das perdas de carga (ESHA, 2004). A frequência das operações de limpeza das grelhas é realizada em função das características da bacia hidrográfica. Certos detritos flutuantes, tais como folhas e plásticos, provocam significativas perdas de cargas ao serem retidos pela grelha. Por vezes, a quantidade de detritos acumulados ao longo do trajeto leva à necessidade de colocar uma segunda grelha, equipada com limpa-grelhas (Pinheiro, 2006b).

Dimensionamento hidráulico

O dimensionamento das grelhas deve ser feito de acordo com vários fatores entre os quais se destacam (Ramos e Saraiva, 1981):

- solicitação estática a que a grelha é submetida;
- espaçamento entre as barras;
- perdas de carga;
- vibrações.

Por solicitação estática entende-se o valor mais elevado da solicitação que resulta da diferença de pressões existentes a montante e a jusante da grelha. A diferença de pressões resulta da perda de carga que depende do grau de colmatação da grelha.

O fator espaçamento foi abordado no capítulo anterior, tendo-se concluído que este deve ser definido essencialmente de acordo com as recomendações dos fornecedores das máquinas hidráulicas e em função da dimensão dos detritos que podem entrar no circuito hidráulico sem provocar danos.

A perda de carga resultante da passagem do escoamento pelas grades é um fator de grande importância no dimensionamento hidráulico. A adoção de soluções inadequadas provocará uma grande perda de energia no circuito hidráulico.

Por último, para além das solicitações estáticas, as grelhas podem estar submetidas a solicitações dinâmicas, as quais induzem vibrações nas barras.

Velocidades através das grelhas e perda de carga

Para efeitos de dimensionamento hidráulico da tomada de água, a velocidade de escoamento utilizada resulta de considerar o escoamento através da área total do vão protegido pela grelha. A escolha do valor máximo da velocidade influencia o dimensionamento da secção a obter pela grelha. Lencastre (1996) aconselha as velocidades de aproximação descritas na Tabela 2.

De uma forma mais geral, Pinheiro (2006b) considera que o valor da velocidade não deve exceder 0,80 a 1,00 m/s e está relacionado com a colmatação das grelhas e sua limpeza. Se as grelhas não

possuírem limpador automático e se localizarem em locais de difícil acesso podem adotar-se velocidades próximas de 0,10 m/s, no mínimo, desde que não se obtenham secções desproporcionadas relativamente à obra de retenção. Caso contrário, se as grelhas estão equipadas com dispositivos de limpeza automática ou a tomada de água se encontre permanentemente submersa, tendo as barras um espaçamento inferior a 0,04 - 0,05 m, são admissíveis velocidades até 1,00 m/s.

Tabela 2. Velocidades de aproximação em função da profundidade da grelha e do sistema de limpeza (adaptado de Lencastre, 1996)

Tipo de grelha	Velocidade de escoamento U (m/s)
Grelha de superfície protegendo:	
Diretamente a máquina hidráulica	0,8 – 0,9
Protegendo uma conduta forçada	0,9 – 1,0
Protegendo um canal de adução	1,0 – 1,1
Grelha de meio fundo com limpeza automática (profundidade de 2 – 3 m)	0,8 – 1,0
Grelha de profundidade com limpeza mecânica	0,6 – 0,8
Grelha muito profunda (profundidade de 50 a 100 m)	0,4 – 0,6

Perdas de carga

A diminuição das perdas de carga do escoamento através da grelha é de grande importância para o projeto de dimensionamento hidráulico na medida em que permite minorar as perdas de energia no circuito hidráulico.

A perda de carga é dependente de vários fatores:

- secção transversal das barras;
- relação entre secção livre e secção obstruída pelas barras da grelha;
- orientação em planta da grelha em relação ao escoamento.

Na Figura 10 estão explicitados os fatores de que depende a perda de carga.

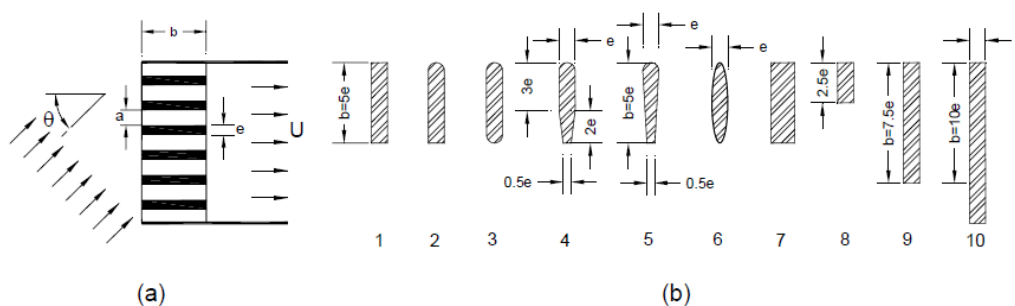


Figura 10. Fatores de que depende a perda de carga: (a) secções transversais das barras; (b) orientação do escoamento em relação à grelha (*in* Lencastre, 1996)

De acordo com Levin (1968) *in* Pinheiro (2006a), a perda de carga localizada pode ser determinada de acordo com a formulação geral:

$$\Delta H = K_g \cdot \frac{U^2}{2g} \quad (7)$$

em que o coeficiente de perda de carga localizada, K_g , pode ser determinado através de:

$$K_g = k_c k_f P^{1,6} f(b/a) \text{sen} \varphi \quad (8)$$

onde k_c é o coeficiente relativo à possibilidade de colmatação da grelha, tomando valores de 1,1 - 1,2 para grelha equipada com limpador automático moderno, de 1,5 para grelha equipada com limpador automático antigo e de 2 - 4 ou superior em função das características do curso de água, para grelha com limpeza manual; k_f é o coeficiente de forma das barras da grelha tomando o valor de 0,51 para secção retangular alongada, de 0,35 para secção circular e de 0,51 para secção alongada com semicírculos nas extremidades; P é a relação entre a área obstruída pela grelha e a área total; $f(b/a) = 8 + 2,3(b/a) + 2,4(a/b)$, onde b é a dimensão das barras no sentido do escoamento (em m) e φ o ângulo do plano da grelha com a horizontal.

Caso o escoamento a montante da grelha apresente, em planta, uma orientação oblíqua em relação ao plano da grelha, o coeficiente de perda de carga na grelha, segundo Idel'Cik (1969) *in* Pinheiro (2006b) pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$K_g = k_{g1} k_{g2} \quad (9)$$

sendo k_{g1} um coeficiente relativo à forma das barras da grelha e ao ângulo de incidência do escoamento; k_{g2} um coeficiente relativo à relação $a/(a+e)$ (em que e é a espessura das barras, em metros) e ao ângulo de incidência do escoamento.

Na Tabela 3 e na Tabela 4 encontram-se respetivamente os valores do coeficiente de perda de carga k_{g1} e k_{g2} .

Tabela 3. Coeficiente k_{g1} (Idel'Cik, 1969) in (Pinheiro, 2006b)

N.º da Barra	θ°									
	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60
1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
2	0,76	0,65	0,58	0,54	0,52	0,51	0,52	0,58	0,63	0,62
3	0,76	0,60	0,55	0,51	0,49	0,48	0,49	0,64	0,57	0,66
4	0,43	0,37	0,34	0,32	0,30	0,29	0,30	0,47	0,36	0,52
5	0,37	0,37	0,38	0,40	0,42	0,44	0,47	0,56	0,67	0,72
6	0,30	0,24	0,20	0,17	0,16	0,15	0,16	0,25	0,37	0,43
7	1,00	1,08	1,13	1,18	1,22	1,25	1,28	1,33	1,31	1,20
8	1,00	1,06	1,10	1,15	1,18	1,22	1,25	1,30	1,22	1,00
9	1,00	1,00	1,00	1,01	1,02	1,03	1,05	1,10	1,04	0,82
10	1,00	1,04	1,07	1,09	1,10	1,11	1,10	1,07	1,00	0,92

Tabela 4. Coeficiente k_{g2} (Idel'Cik, 1969) in (Pinheiro, 2006b)

$\frac{a}{a+e}$	θ°									
	0	5	10	15	20	25	30	40	50	60
0,50	2,34	2,40	2,48	2,57	2,68	2,80	2,95	3,65	4,00	4,70
0,55	1,75	1,80	1,85	1,90	2,00	2,10	2,25	2,68	3,55	4,50
0,60	1,35	1,38	1,42	1,48	1,55	1,65	1,79	2,19	3,00	4,35
0,65	1,00	1,05	1,08	1,12	1,20	1,30	1,40	1,77	2,56	4,25
0,70	0,78	0,80	0,85	0,89	0,95	1,05	1,17	1,52	2,30	4,10
0,75	0,60	0,62	0,65	0,70	0,75	0,85	0,95	1,30	2,05	3,90
0,80	0,37	0,40	0,45	0,50	0,55	0,64	0,75	1,06	1,75	3,70
0,85	0,24	0,25	0,30	0,36	0,42	0,50	0,60	0,88	1,40	3,50

Mais recentemente, Clark *et al.* (2010) sugerem uma nova equação, baseada em ensaios experimentais em grelhas com várias configurações:

$$\Delta H = 7,43\eta(1 + 2,44\text{tg}^2\theta)P^2(U^2/2g) \quad (10)$$

em que η é um fator de forma. Tal como se pode concluir da observação dos valores dos coeficientes de forma da equação (8), Clark *et al.* (2010) observaram que as maiores perdas de carga correspondem a secções retangulares, em comparação com outras formas.

Estabilidade das barras

A passagem do escoamento através das barras origina vórtices alternados que podem provocar vibrações na grelha. O conhecimento da frequência dos vórtices, f_v , é importante, de modo a que as barras da grelha apresentem uma frequência própria, f_b , suficientemente afastada de f_v , a fim de evitar fenómenos de ressonância nas barras que levem a vibrações ou até mesmo ao seu colapso (Lencastre, 1996).

A frequência dos vórtices é dada pela seguinte expressão:

$$f_v = S_t \cdot U / e \tag{11}$$

em que S_t é o número de Strouhal das barras (Figura 11).

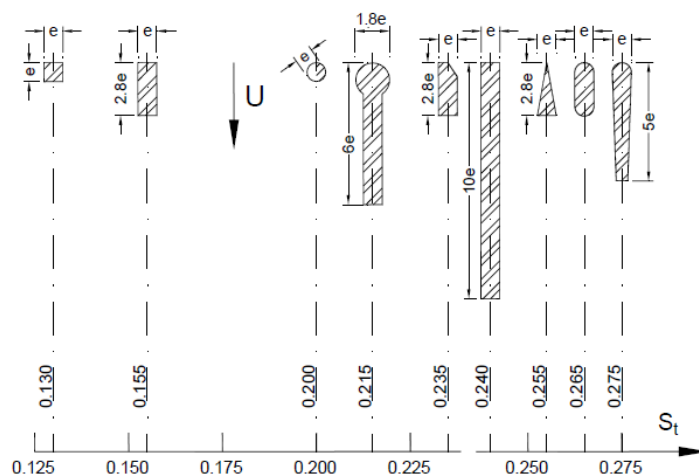


Figura 11. Número de Strouhal em função da secção transversal da barra (*in* Pinheiro 2006b)

A frequência própria das barras mergulhadas em água pode ser determinada através de:

$$f_b = M \frac{K}{L'^2} \sqrt{\frac{gE_b}{\gamma_b + \frac{a}{e} \gamma}} \tag{12}$$

onde M é o fator de fixação das barras ($M=3,565$ para extremidades encastradas; $M=0,169$ para extremidades articuladas); K o raio de giração da secção transversal da barra em relação a um eixo paralelo à velocidade da corrente; L' a distância entre os apoios das barras; E_b o módulo de

elasticidade do material da barra; γ_b o peso volúmico do material das barras e γ o peso volúmico da água.

A fórmula apresentada para cálculo da frequência própria das barras só é válida para $a \leq 0,7b$. Caso $a > 0,7b$, nos cálculos deve-se considerar $a = 0,7b$. Como já foi referido, de modo a haver condições de estabilidade nas barras $f_b \gg f_v$, devendo no mínimo $f_b > 1,5 f_v$ (Pinheiro, 2006b).

2.2.6. Modelação numérica

Na última década, o número de estudos no âmbito da dinâmica dos fluidos computacional em estruturas hidráulicas sofreu um aumento significativo. O modelo de turbulência mais utilizado na área das estruturas hidráulicas baseia-se nas equações de Navier-Stokes com média de Reynolds (RANS, do inglês, *Reynolds Average Navier-Stokes*), apresentando bons resultados na resolução de variados problemas, como por exemplo a formação de vórtices.

A título de exemplo, centrando-se em descarregadores foram realizados importantes estudos por Song e Zhou (1999), Bombardelli *et al.* (2000), Savage e Johnson (2001), Chen *et al.* (2002), Cheng *et al.* (2004), Chatila e Tabbara (2004), Tabbara *et al.* (2005), Dargahi (2006), Ye *et al.* (2006), Bhuiyan e Hey (2007) e Bombardelli *et al.* (2011).

Foram também realizados estudos em tomadas de água, embora em número mais reduzido.

Em tomadas de água horizontais foram realizados estudos, nomeadamente, por Khan *et al.* (2004), Ruether *et al.* (2005), Suerich-Gulick *et al.* (2006), Groeneveld *et al.* (2007) e Bermúdez *et al.* (2012).

Khan *et al.* (2004) dedicaram-se ao estudo da projeção de uma grelha em forma de J de modo a conseguir obter um escoamento favorável que impedisse a entrada de peixes, tendo obtido resultados positivos. Em contrapartida, Ruether *et al.* (2005) utilizaram o programa SSIIM (do inglês, *Sediment Simulation In Intakes with Multiblock option*) para calcular a concentração de sedimentos que atinge a tomada de água. Utilizando dois casos de estudo Suerich-Gulick *et al.* (2006) simularam a ocorrência de vórtices através de modelos experimentais e de modelos numéricos. Geometricamente os casos de estudo diferem na existência de paredes verticais junto à entrada da tomada de água. Apesar de em ambos os casos terem ocorrido vórtices, estes apresentam um comportamento diferente. O estudo de pressões numa tomada de água é muito importante, a fim de evitar a ocorrência de cavitação. Utilizando o *FLOW-3D*[®], Groeneveld *et al.* (2007) estudaram o desenvolvimento das pressões na tomada de água, permitindo deste modo encontrar a

melhor localização da tomada de água num modelo físico. Por último, Bermúdez *et al.* (2012) utilizaram a modelação numérica para analisar o escoamento nas estruturas de entrada e de restituição de um circuito hidráulico reversível, tendo concluído que é possível utilizar a modelação numérica para auxiliar no estudo do projeto.

Neary *et al.* (1999) utilizaram também a modelação numérica para simular o escoamento em tomadas de água laterais. A simulação de diversos cenários permitiu a definição de estratégias para minorar a entrada de sedimentos numa tomada de água.

As tomadas de água verticais/conduitas de aspiração tiveram especial atenção por parte de Rajendran *et al.* (1999), Roberge (1999), Li *et al.* (2006), Tokay e Constantinescu (2006), Brito (2010), Nakayama e Hisasue (2010) e Chen *et al.* (2012).

Estudos experimentais e numéricos foram realizados por Rajendran *et al.* (1999) para estudar o escoamento numa conduta de aspiração, tendo obtido resultados muito similares pelos dois métodos de estudo. Estes autores defendem a utilização do modelo numérico no estudo das características geométricas e parâmetros do escoamento para posteriormente se projetar o modelo físico. Também Li *et al.* (2006) estudaram o comportamento do escoamento numa tomada de água vertical a partir de um modelo numérico, afirmando que estes modelos são uma ferramenta de baixo custo que permite auxiliar no projeto de tomadas de água. Por último, Brito (2010) recorreu também a um modelo numérico para simular o escoamento numa tomada de água vertical, tendo concluído que os resultados obtidos através de simulações numéricas apresentam valores muito precisos.

Outros estudos foram realizados, centrando-se essencialmente na captação da turbulência e da vorticidade, por parte dos modelos numéricos. Roberge (1999) realizou estudos experimentais e numéricos numa tomada de água vertical, tendo obtido algumas discrepâncias ao nível da turbulência. Deste modo, realizaram-se estudos adicionais para estudar as referidas discrepâncias. Mais recentemente, a comparação entre a Simulação dos Grandes Vórtices (LES, do inglês, *Large Eddy Simulation*) e o RANS, realizada por Tokay e Constantinescu (2006), mostrou que o modelo de turbulência LES permite mais facilmente captar um vórtice instável. O estudo dos vórtices através do modelo de turbulência LES teve também especial atenção por parte de Nakayama e Hisasue (2010). Ao invés de Nakayama e Hisasue (2010), Chen *et al.* (2012) estudaram os vórtices a partir de modelos de turbulência RANS, fazendo a comparação entre o modelo RNG $k-\varepsilon$ (do

inglês, *Renormalization Group Theory*) e o modelo $k-\varepsilon$, verificando que o modelo RNG $k-\varepsilon$ é mais adequado para utilizar no estudo dos vórtices.

3. MODELAÇÃO FÍSICA

3.1. Considerações iniciais

O aproveitamento hidroelétrico de Foz Tua situar-se-á no rio Tua, a cerca de 1 km da sua confluência com o rio Douro. Este aproveitamento será essencialmente constituído por uma barragem abóbada de dupla curvatura, com 107 m de altura, um descarregador de superfície sobre a zona central do coroamento da barragem, uma descarga de fundo inserida no corpo da mesma e dois circuitos hidráulicos, com grupos reversíveis, implantados na margem direita. Os circuitos hidráulicos serão construídos com uma diretriz aproximadamente paralela à margem direita do rio, apresentando duas tomadas de água na albufeira, cerca de 80 m a montante da barragem, e duas restituições, cerca de 500 m a jusante da barragem. Os dois túneis dos circuitos terão um diâmetro de 7,5 m. O caudal nominal em turbinamento será igual a $2 \times 155 \text{ m}^3/\text{s}$ e o caudal nominal em bombagem será igual a $2 \times 121,8 \text{ m}^3/\text{s}$. As tomadas de água, G1 e G2, serão duas estruturas submersas horizontais, convergentes em planta, às quais se seguirão galerias inclinadas, apresentando as características geométricas indicadas na Figura 12.

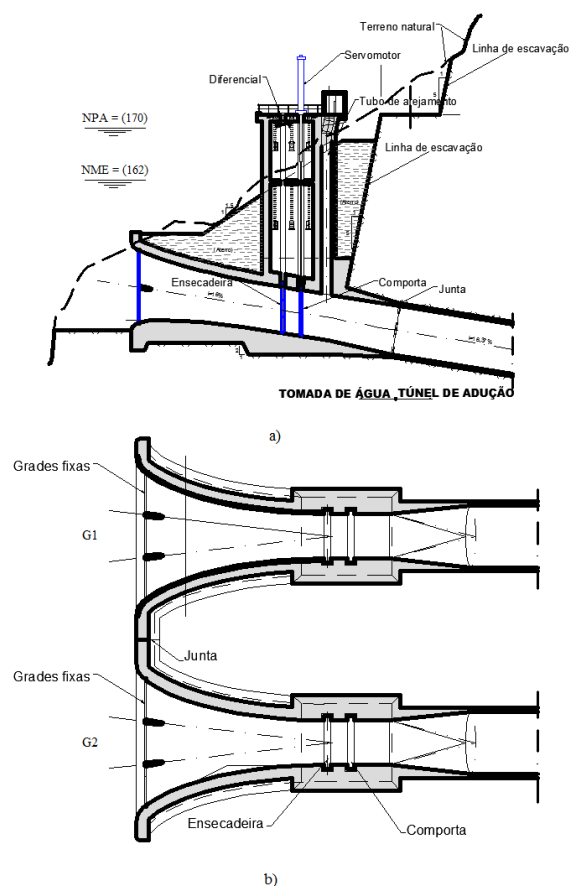


Figura 12. Pormenor da tomada de água do aproveitamento hidroelétrico de Foz Tua: a) corte, b) planta

O objetivo geral do estudo foca-se na análise das condições do escoamento à entrada da tomada de água no seu funcionamento em turbinamento. Em particular, pretende-se caracterizar o campo de velocidades do plano das grades e verificar a tendência para a formação de possíveis vórtices. Pretende-se, igualmente, caracterizar o campo de velocidades no troço da galeria em curva que se segue à tomada de água e o campo de pressões na estrutura de entrada da tomada de água.

3.2. Descrição geral do modelo

Os ensaios experimentais realizados decorreram no pavilhão de modelos exteriores do Núcleo de Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas (NRE) do LNEC, num modelo físico da barragem de Foz Tua, construído no âmbito de um estudo solicitado pela EDP. O modelo físico reproduz a barragem, dois circuitos hidráulicos de produção de energia (que têm alinhamento paralelo) e um troço do rio a jusante onde o rio Tua conflui com o rio Douro e foi construído à escala 1/65,79. Esta escala foi definida pela necessidade de reproduzir as galerias, com 7,5 m de diâmetro, em material acrílico. Com efeito, existem no mercado tubagens em acrílico de diâmetro externo igual a 120 mm (ao qual corresponde um diâmetro interno de 114 mm, que multiplicado pela escala do modelo conduz a 7,5 m).

Os materiais utilizados na construção deste circuito hidráulico foram:

- perspex transparente para a tomada de água (Figura 13);
- argamassa de cimento e areia para moldar a estrutura de restituição (Figura 14);
- tubos de perspex transparente de 120 mm para o trecho das galerias em curva e tubos de polietileno de 120 mm no restante trecho (Figura 15);



Figura 13. Modelo físico da barragem de Foz Tua. Vista da tomada de água na albufeira

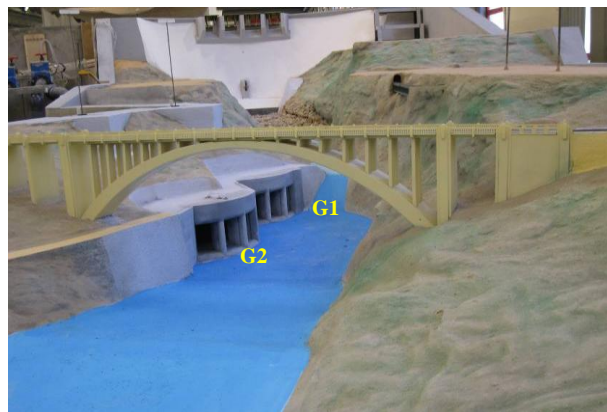


Figura 14. Modelo físico da barragem de Foz Tua. Restituição no rio Tua dos circuitos hidráulicos de potência



Figura 15. Modelo físico da barragem de Foz Tua. Galerias dos circuitos de produção de energia

O pavilhão dos modelos exteriores do NRE do LNEC apresenta um circuito hidráulico fechado destinado ao abastecimento de água aos modelos. Este é realizado a partir de um reservatório geral de alimentação dos modelos exteriores, por meio de uma conduta de fibrocimento com derivação para os modelos. Posteriormente, através de canais de recirculação que terminam no reservatório de aspiração das bombas, o caudal é elevado ao reservatório geral de alimentação tal como ilustrado na Figura 16.

O circuito hidráulico de alimentação dos modelos apresenta uma conduta principal que parte do reservatório geral de alimentação e deriva para condutas em fibrocimento com um diâmetro interno de 350 mm que alimentam o modelo. O controlo do caudal no modelo é realizado por meio de uma

válvula de cunha com um diâmetro interno de 350 mm, localizada imediatamente antes do reservatório do modelo como mostra a Figura 17.

O circuito hidráulico de restituição localizado após a albufeira a jusante da barragem, permite conduzir o caudal aos canais de recirculação.



Figura 16. Grupos eletrobomba



Figura 17. Válvula de cunha

3.3. Leis de semelhança e efeitos de escala

O modelo físico deve comportar-se de forma semelhante ao protótipo. No entanto, deve ter dimensões reduzidas de forma a reduzir os custos e facilitar o controlo das grandezas.

De acordo com Motta (1972), a lei da semelhança permite estabelecer as relações de transferência entre modelos e protótipos e a relação entre as diversas grandezas intervenientes em qualquer fenómeno físico.

A semelhança entre dois sistemas ocorre quando há uma relação constante entre valores de um dado conjunto de grandezas dos dois sistemas (o protótipo e o seu modelo reduzido) (Quintela,

2007). Neste modelo vai ser considerada a semelhança de Froude, uma vez que, neste caso, as forças da gravidade são predominantes. Através desta semelhança consegue-se fazer a correlação entre os resultados das medições efetuadas no **modelo (m)** e os valores correspondentes no **protótipo (p)**, nomeadamente de:

- comprimentos $\longrightarrow \frac{h_p}{h_m} = 65,79;$
- velocidades $\longrightarrow \frac{U_p}{U_m} = 65,79^{1/2};$
- tempos $\longrightarrow \frac{t_p}{t_m} = 65,79^{1/2};$
- caudais $\longrightarrow \frac{Q_p}{Q_m} = 65,79^{5/2};$
- pressões $\longrightarrow \frac{P_p}{P_m} = 65,79.$

O efeito de escala é a perda de rigor na passagem dos resultados do modelo para o protótipo.

Este efeito resulta, nos modelos que considerem a semelhança de Froude, de os números de Reynolds e Weber serem muito menores no modelo do que no protótipo (e, portanto, dos efeitos da viscosidade e da tensão superficial serem relativamente maiores no modelo do que no protótipo). A prática laboratorial evidencia que, se forem assegurados no modelo, para os caudais significativos, números de Reynolds superiores a um dado limite (o valor 10^4 para esse limite é citado na bibliografia) e dimensões das secções transversais do escoamento não muito pequenas (valores mínimos usuais: 10 cm para a largura ou diâmetro e 2 cm para a altura do escoamento), os efeitos de escala são pouco relevantes.

Estes limites são respeitados no modelo da tomada de água de Foz Tua, dada a sua escala geométrica, que foi escolhida de forma a que o número de Reynolds fosse suficientemente grande para garantir que o regime do escoamento é turbulento ($Re > 10^4$) e consequentemente o efeito das forças viscosas nos resultados experimentais, nomeadamente no comportamento circulatório do escoamento, pudesse ser ignorado. Para $Re > 10^4$, as forças predominantes no escoamento são as gravitacionais e as inerciais e a semelhança de Froude pode ser adotada.

Apesar do exposto, é bem conhecido o facto de os vórtices serem relativamente menos desenvolvidos no modelo do que no protótipo. Com efeito, segundo Gorbachev *et al.* (2007) para haver num modelo de Froude semelhança de vórtices, as velocidades no modelo devem ser aumentadas de acordo com a expressão $v_{vórtice}/v_{Fr} = \lambda^{3/4}$ (onde $v_{vórtice}$ é a velocidade para

estudo dos vórtices e v_{Fr} é a velocidade correspondente à semelhança de Froude). No caso do modelo de Foz Tua ter-se-á $v_{vórtice} = 65,79^{3/4} v_{Fr}$ ($v_{vórtice} \approx 2,45 v_{Fr}$).

3.4. Equipamentos de medição

No modelo físico foi instalado equipamento de medição para recolha de dados relativos a caudais, alturas de água e velocidades.

Os níveis de água foram medidos na albufeira através de um limnómetro de ponta direita com nónio, cujo erro de medida é inferior a 0,2 mm.

As pressões médias foram medidas ao longo da fronteira do escoamento, tendo-se utilizado piezómetros ligados a um manómetro multitubular, com erro de medida inferior a 1,0 mm de coluna de água.

Relativamente aos caudais, realizou-se o seu controlo através de um caudalímetro da marca Altometer, modelo SC100AS, com erro de medida global inferior a 0,5%.

Por fim, para a medição da velocidade do escoamento foi utilizado um molinete para as velocidades no plano das grades e uma sonda UVP (do inglês, *Ultrasonic Velocity Profiling*) para as velocidades nas tubagens a jusante da tomada de água.

O molinete é um aparelho da marca OTT, modelo C2, que apresenta um erro de medida inferior a 5% (Figura 18). Este aparelho possui um hélice, que gira de acordo com o escoamento que o atravessa. Contando o número de voltas durante um intervalo de tempo estabelecido (neste caso de estudo foram considerados 60 s) determina-se o número de rotações por segundo (n). Cada molinete possui uma curva calibrada do tipo (Chevallier (2003) in Pereira *et al.* (2003)):

$$U = A \cdot n + H \tag{13}$$

onde A é a constante do passo da hélice; H é a constante da velocidade de atrito e n é o número de rotações por segundo.

Cada molinete possui geralmente dois hélices, um destinado a medir velocidades baixas e o outro velocidades altas. Neste caso de estudo utilizou-se um molinete com um hélice para medição de baixas velocidades, cujas constantes A e H assumem os valores de $A=0,1040$ e $H=0,025$ para $n < 6,87$ e $A=0,1040$ e $H= 0,036$ para $n \geq 6,87$ de acordo com as recomendações dos fornecedores do molinete.

Os molinetes podem possuir um hélice de eixo horizontal ou vertical e podem ser colocados na água através de uma haste apoiada no fundo ou suspenso por meio de cabos. Este aparelho não se

deve utilizar para medir velocidades que ultrapassem a especificação recomendada pelo fabricante, para que não fique danificado.

O molinete utilizado neste caso de estudo possui um hélice de eixo horizontal e é colocado na água através de uma haste apoiada no fundo como mostra a Figura 18.



Figura 18. Molinete e aparelho eletrônico de registo de rotações

O UVP é um equipamento utilizado para medir as velocidades instantâneas do escoamento (Figura 19). O UVP é constituído por sondas e por uma unidade UVP – DUO da Met-Flow. O princípio de funcionamento das sondas UVP baseia-se na emissão de um sinal ultra sónico que será refletido por partículas presentes no fluido. O sinal refletido é intercetado pela unidade UVP – DUO que regista e trata os valores recolhidos, enviando-os posteriormente para um computador (Figura 20). Deste modo, conhecendo a velocidade do som no fluido é possível calcular a velocidade deste.

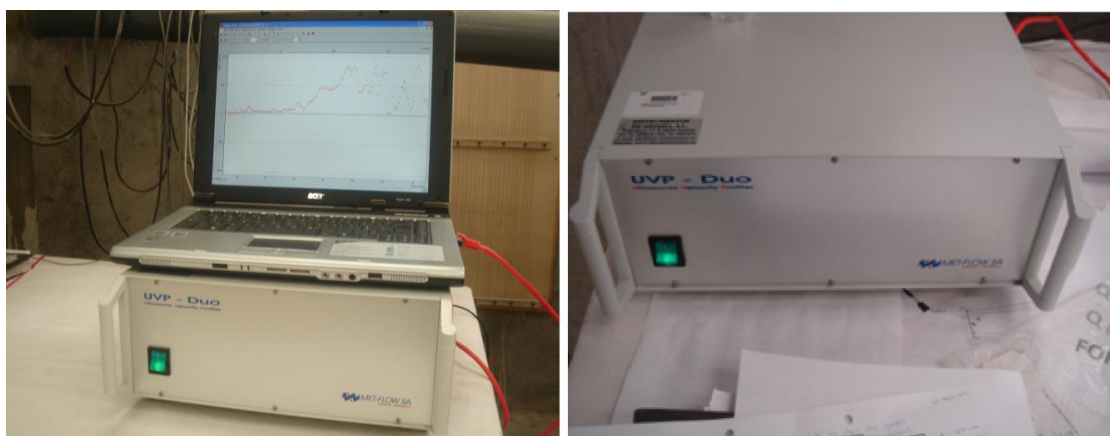


Figura 19. Computador e unidade UVP-DUO



Figura 20. Sonda UVP medindo a velocidade na conduta

3.5. Descrição dos ensaios

Foram efetuados ensaios para três situações de funcionamento da tomada de água: o Nível de Pleno Armazenamento (NPA), o Nível Mínimo de Exploração (NmE) e um nível intermédio, aos quais correspondem as cotas (170,00), (162,00) e (167,00) respetivamente. Note-se que para estas cotas no protótipo, as alturas de água medidas no modelo em relação à soleira inferior da tomada de água são respetivamente iguais a 2,58 m, 2,46 m e 2,54 m.

Os ensaios foram realizados para o funcionamento da tomada de água em turbinamento, considerando um caudal máximo turbinado de 2 x 4,42 l/s (que equivale no protótipo a 2 x 155 m³/s).

Como os vórtices no protótipo terão uma maior intensidade do que a verificada no modelo, realizaram-se dois ensaios adicionais, com um caudal de turbinamento não realista e muito elevado, 2 x 8,83 l/s (2 x 310 m³/s no protótipo), de forma a induzir a formação de vórtices na tomada de água do circuito de produção de energia. Este caudal foi obtido considerando $v_{vórtice} = 2,45v_{Fr}$.

Na Tabela 5 são apresentados o tipo de medição efetuada e a respetiva instrumentação utilizada, indicando a altura de água na entrada da tomada de água.

De referir que, dos dados experimentais apresentados, as pressões não foram obtidas no âmbito da presente dissertação.

Tabela 5. Características gerais dos ensaios realizados no âmbito do presente estudo

Altura de água junto à tomada de água de Foz Tua (m)	Caudal nas condutas Q (l/s)	Instrumentação	Tipo de medição
2,58	2x4,42	Molinete	Velocidade no plano das grades
2,46	2x4,42	Molinete	Velocidade no plano das grades
2,58	2x8,83	Visualização	Formação de vórtices à entrada da tomada de água
2,46	2x8,83	Visualização	Formação de vórtices à entrada da tomada de água
2,58	4,42 (G2)	Sonda UVP	Velocidade na curva da conduta a jusante da tomada de água
2,46	4,42 (G2)	Sonda UVP	Velocidade na curva da conduta a jusante da tomada de água
2,58	2x4,42	Tubos piezométricos	Pressões no interior da tomada de água
2,54	2x4,42	Tubos piezométricos	Pressões no interior da tomada de água
2,46	2x4,42	Tubos piezométricos	Pressões no interior da tomada de água

3.6. Apresentação e análise de resultados

3.6.1. Velocidade no plano das grades

Localização dos pontos de medição

A medição da velocidade no plano das grades foi realizada em 12 pontos a três alturas diferentes (A=2,18 m; B=2,21 m; C=2,24 m). A Figura 21 apresenta a localização dos 36 pontos de medição.

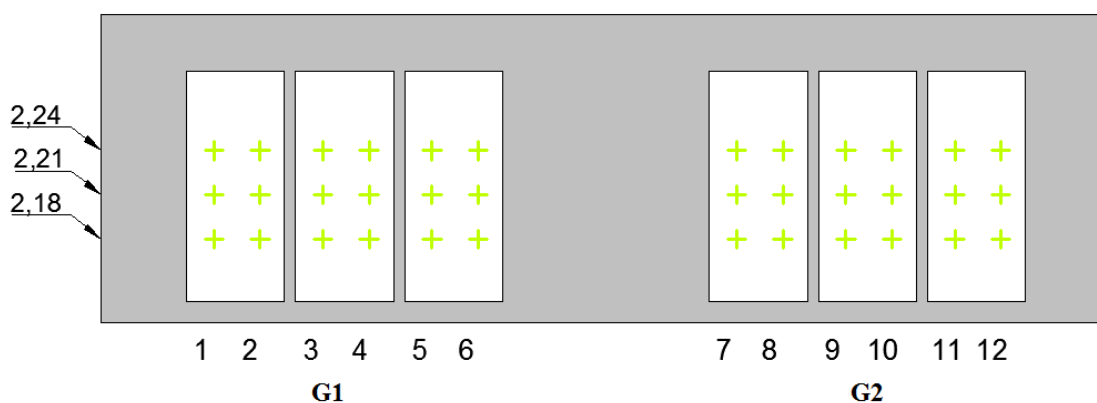


Figura 21. Locais de medição da velocidade no plano das grades da tomada de água

Resultados obtidos

Os valores medidos no plano das grades da tomada de água são apresentados na Tabela 6 e Tabela 7 para o NPA e NmE, respetivamente.

Tabela 6. Valores da velocidade no plano das grades da tomada de água para o NPA (Modelo)

Altura = 2,18 m		Altura = 2,21 m		Altura = 2,24 m	
Pontos	Velocidade (m/s)	Pontos	Velocidade (m/s)	Pontos	Velocidade (m/s)
1A	0,122	1B	0,129	1C	0,119
2A	0,136	2B	0,131	2C	0,131
3A	0,146	3B	0,146	3C	0,148
4A	0,155	4B	0,152	4C	0,150
5A	0,132	5B	0,141	5C	0,134
6A	0,132	6B	0,120	6C	0,136
7A	0,119	7B	0,134	7C	0,122
8A	0,124	8B	0,113	8C	0,139
9A	0,145	9B	0,138	9C	0,155
10A	0,136	10B	0,145	10C	0,150
11A	0,143	11B	0,132	11C	0,134
12A	0,134	12B	0,141	12C	0,138

Tabela 7. Valores da velocidade no plano das grades da tomada de água para o NmE (Modelo)

Altura = 2,18 m		Altura = 2,21 m		Altura = 2,24m	
Pontos	Velocidade (m/s)	Pontos	Velocidade (mod.)	Pontos	Velocidade (m/s)
1A	0,134	1B	0,122	1C	0,139
2A	0,131	2B	0,132	2C	0,153
3A	0,119	3B	0,131	3C	0,136
4A	0,120	4B	0,127	4C	0,145
5A	0,160	5B	0,153	5C	0,178
6A	0,160	6B	0,150	6C	0,181
7A	0,153	7B	0,157	7C	0,157
8A	0,153	8B	0,164	8C	0,162
9A	0,122	9B	0,119	9C	0,131
10A	0,131	10B	0,119	10C	0,131
11A	0,191	11B	0,190	11C	0,204
12A	0,188	12B	0,184	12C	0,204

Análise da qualidade dos resultados experimentais obtidos

Foi realizada uma análise da qualidade das medições efetuadas por comparação do valor calculado da velocidade média na tomada de água, \bar{U}_1 , com os valores das velocidades médias estimados com base nas medições realizadas, \bar{U}_2 .

O cálculo da velocidade média é, tanto para o NPA como para o NmE, dado pela expressão:

$$\bar{U}_1 = \frac{Q}{s} = \frac{0,00442}{0,0356} = 0,124m / s$$

onde s é a área de escoamento da tomada de água.

No protótipo este valor corresponde a uma velocidade de 1,01 m/s.

Para o NPA, a velocidade estimada com os valores registados é igual a:

$$\bar{U}_2 = \left(s_k * \sum_{i=1}^{18} u_k \right) / s = 0,137m / s \text{ com } s_k = \frac{s}{18} = \frac{0,0356}{18} = 0,002m^2$$

onde s_k é a área de influência da medição pontual e u_k a velocidade pontual. No protótipo, este valor corresponde a uma velocidade de 1,11 m/s. Verifica-se, assim, que a diferença entre o valor calculado e o valor estimado é igual a $\Delta\bar{U}=0,012$ m/s (0,09 m/s no protótipo) que corresponde a uma diferença relativa de 10%.

Para o NmE verifica-se que a velocidade estimada com os valores registados é igual a:

$$\bar{U}_2 = \left(s_k * \sum_{i=1}^{18} u_k \right) / s = 0,142m / s \text{ com } s_k = \frac{s}{18} = \frac{0,0356}{18} = 0,002m^2$$

No protótipo, este valor corresponde a uma velocidade de 1,15 m/s. Verifica-se, igualmente, que a diferença entre o valor calculado e o valor estimado é igual a $\Delta\bar{U}=0,018$ m/s (0,15 m/s no protótipo) que corresponde a uma diferença relativa de 15%.

As não muito elevadas diferenças relativas obtidas entre os valores medidos e os valores calculados validam a qualidade dos resultados obtidos experimentalmente.

Análise dos resultados obtidos

Através da informação contida na Tabela 6 e na Tabela 7 traçaram-se as isolinhas da velocidade que constam da Figura 22 e da Figura 23 para o NPA e o NmE, respetivamente. As isolinhas da velocidade foram traçadas utilizando o software comercial *Tecplot*[®]. Verifica-se que a velocidade do escoamento na entrada da tomada de água apresenta uma variação de 0,113 a 0,155 m/s (0,91 a 1,26 m/s no protótipo) para o NPA e de 0,119 a 0,204 m/s (0,96 a 1,65 m/s no protótipo) para o

NmE. De acordo com Lencastre (1996) e Pinheiro (2006b) a velocidade média do escoamento na aproximação às grades não deverá exceder 1,0-1,1m/s. Os valores médios para o NPA (1,1 m/s) e para o NmE (1,2 m/s) mostram-se, assim, próximos deste limite.

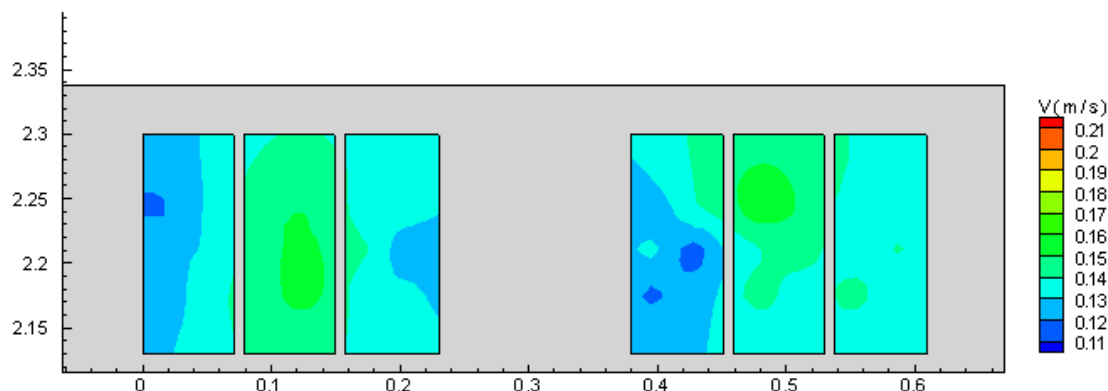


Figura 22. Isolinhas da velocidade média no plano das grades da tomada de água para o NPA (distâncias em metros)

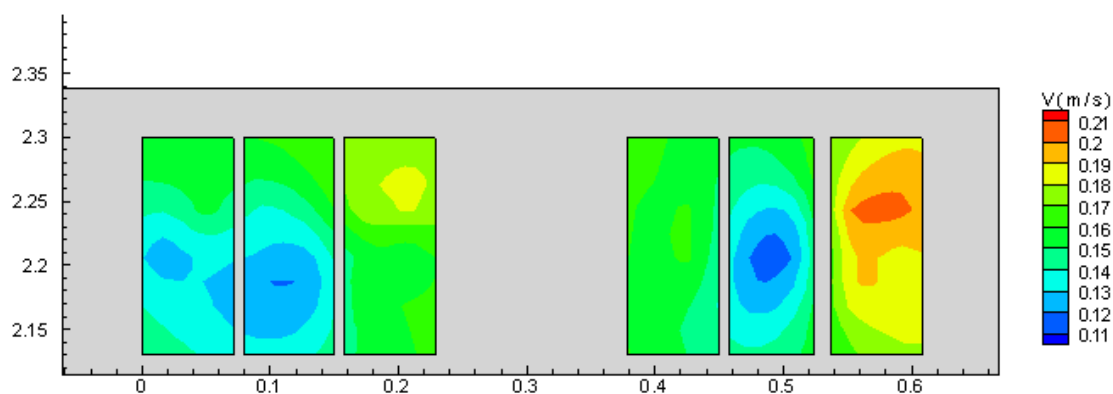


Figura 23. Isolinhas da velocidade média no plano das grades da tomada de água para o NmE (distâncias em metros)

Da análise destes resultados resulta que, para o NPA, a distribuição de velocidades no plano das grades da tomada de água em Foz Tua é muito uniforme em cada alinhamento, com valores idênticos tanto ao nível da soleira como em cotas superiores. Em planta, há uma muito ligeira assimetria nos valores das velocidades, apresentando o vão central maiores valores.

Para o NmE, a distribuição das velocidades é menos uniforme, essencialmente em planta (para um mesmo alinhamento mantém-se alguma uniformidade nas velocidades), havendo uma menor concentração de velocidades no vão central. Isto pode dever-se à topografia circundante que, quando os níveis de água são mais baixos, terá um maior efeito no escoamento, ou seja, o escoamento não estará tão bem orientado para a tomada, originando assim uma alimentação assimétrica.

3.6.2. Funcionamento geral e ocorrência de vórtices

Em todas as situações de funcionamento ensaiadas, ou seja, para as alturas de água junto à tomada de água de Foz Tua iguais a 2,58 m e 2,46 m (associado às cotas (170,00) e (162,00) no protótipo) e para caudais máximos turbinados de $2 \times 4,42$ l/s e $2 \times 8,83$ l/s (2×155 m³/s e 2×310 m³/s no protótipo), verificou-se no modelo que o escoamento na tomada de água é, no geral, bastante tranquilo.

Nos ensaios realizados para um caudal de $2 \times 4,42$ l/s, observou-se ainda, para a altura de água igual a 2,58 m (NPA), a formação de uma fraca corrente de circulação que origina um pequeno vórtice estável junto ao vão de entrada da tomada de água do lado esquerdo (G1) (Figura 24). Quando a altura de água desce para 2,46 m (NmE) passam a ocorrer dois pequenos vórtices: o primeiro, mais estável, ocorre no lado esquerdo, o segundo é muito intermitente e ocorre no lado direito da tomada de água (G2) (Figura 25).



Figura 24. Formação de pequeno vórtice junto da tomada de água para $Q=2 \times 4,42$ l/s e NPA



Figura 25. Formação de dois pequenos vórtices junto da tomada de água para $Q=2 \times 4,42$ l/s e NmE

Os ensaios realizados para um caudal de $2 \times 8,83$ l/s (2×310 m³/s no protótipo), permitiram verificar a formação de um vórtice do tipo 3 quando o nível de água na albufeira está à cota do NPA. Quando o nível de água está cota do NmE o vórtice passa a apresentar características de tipo 4. Verificou-se, assim, que este vórtice, com cerca de 1,5 cm de diâmetro (1 m no protótipo) é mais estável quando o nível da albufeira é mais baixo, situação justificada pela menor submersão.

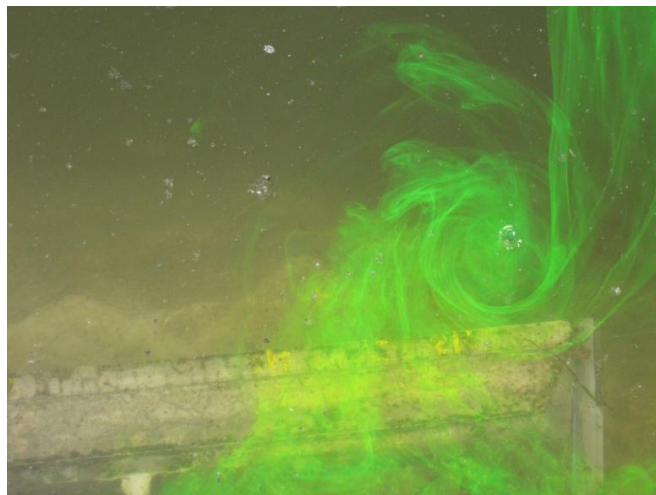


Figura 26. Vorticidade na tomada de água para $Q=2 \times 8,83$ l/s e NPA

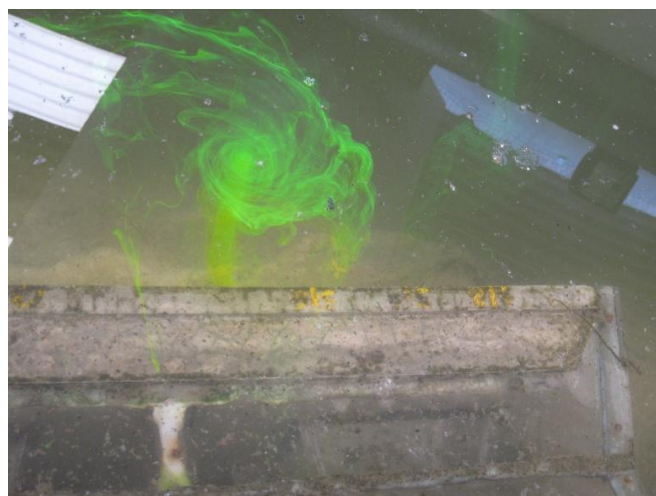


Figura 27. Vorticidade na tomada de água para $Q=2 \times 8,83$ l/s e NmE

3.6.3. Velocidades na zona em curva da galeria da tomada de água G2

Localização dos pontos de medição

A medição das velocidades na galeria foi efetuada em cinco secções (Z1 a Z5): a primeira localizada antes da curva, as restantes na curva e a última após a curva (Figura 28).

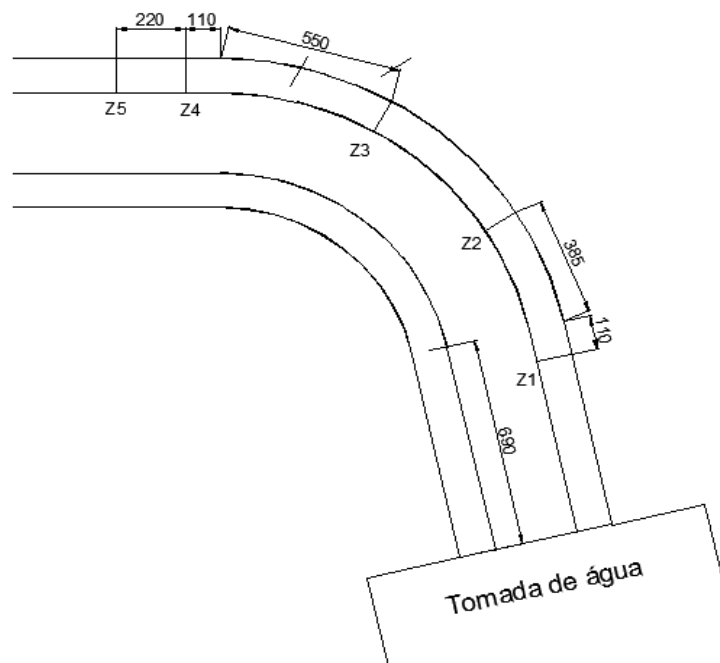


Figura 28. Locais de medição da velocidade na galeria (distâncias em mm)

Em cada uma das secções foram realizadas medições em quatro planos, 0° , 45° , 90° e 135° , com uma inclinação da sonda de 25° com a horizontal (Figura 29). O UVP foi operado para uma frequência de 4 MHz.

A inclinação da sonda do UVP escolhida deve-se ao facto de se obter valores mais precisos devido ao maior número de reflexões recebidas bem como ao menor número de reflexões recebidas das fronteiras sólidas.

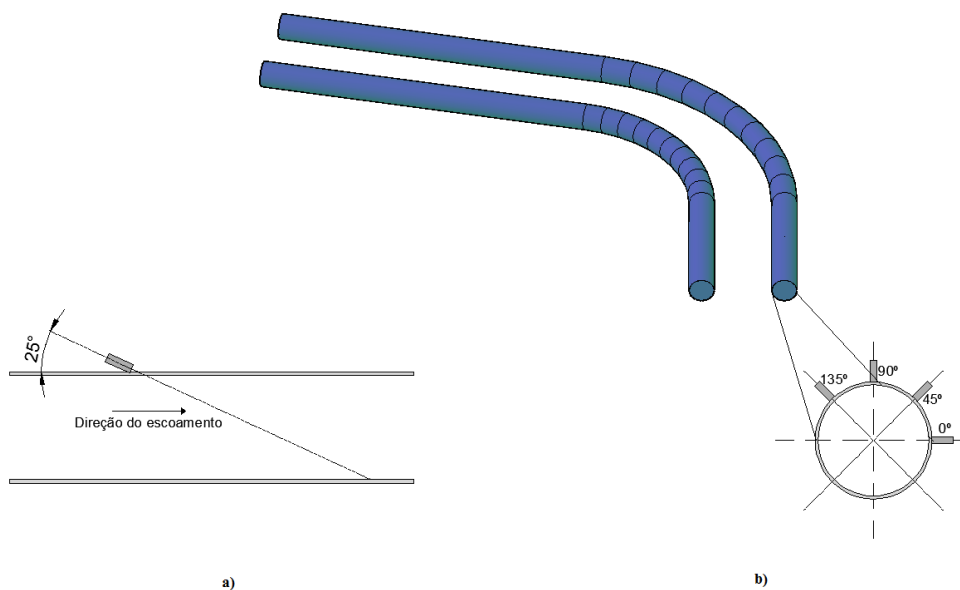


Figura 29. Procedimento de medição na conduta com a sonda do UVP: a) Posicionamento da sonda (inclinação); b) Planos de medição

Análise dos resultados obtidos

Com base nos resultados obtidos com as sondas UVP traçaram-se os gráficos das velocidades para o NPA e NmE, respetivamente.

Os valores de velocidades medidos na galeria são, para o NPA apresentados nas Figuras 30, 31, 32, 33 e 34.

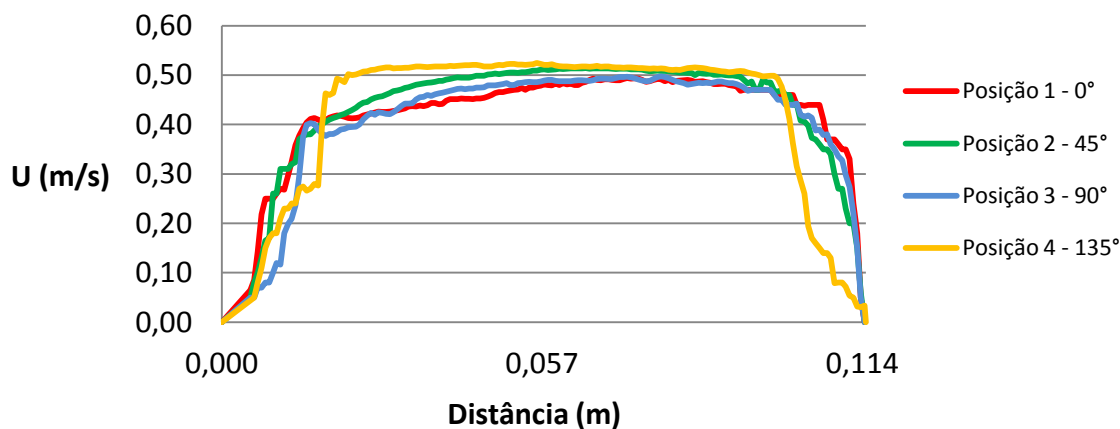


Figura 30. Perfil de velocidades na secção Z1 da galeria, para o NPA

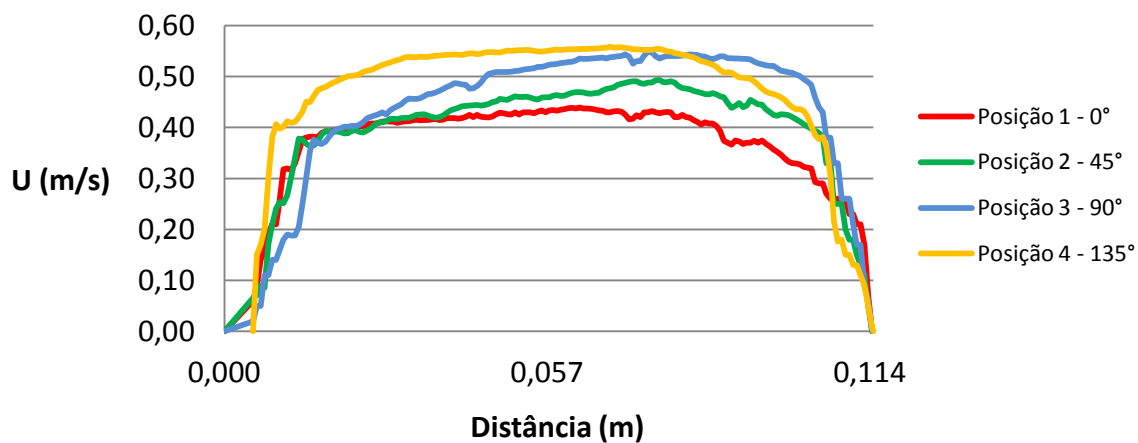


Figura 31. Perfil de velocidades na secção Z2 da galeria, para o NPA

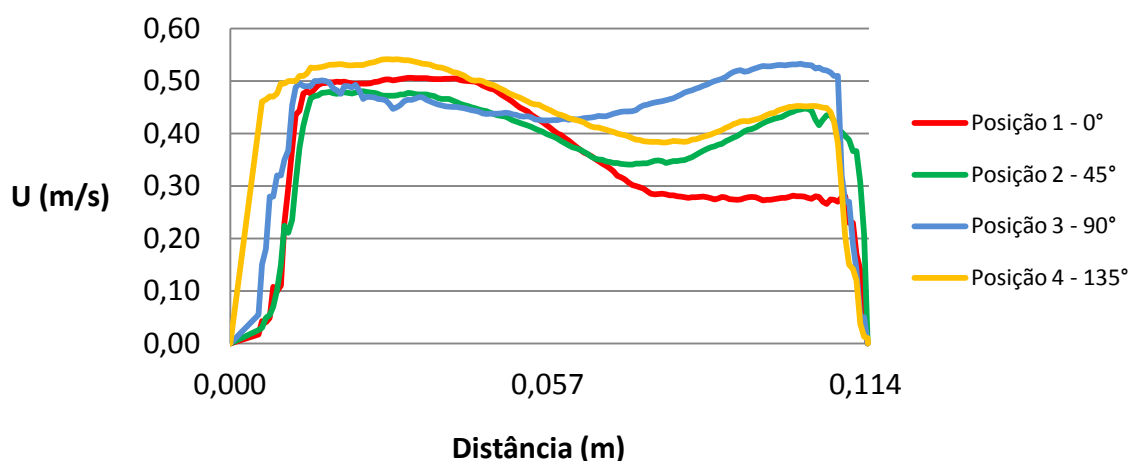


Figura 32. Perfil de velocidades na secção Z3 da galeria, para o NPA

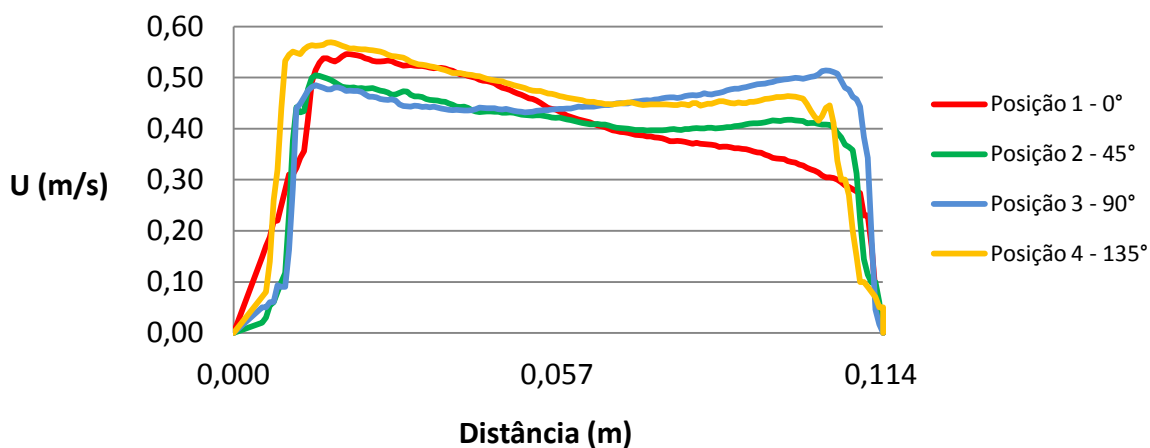


Figura 33. Perfil de velocidades na secção Z4 da galeria, para o NPA

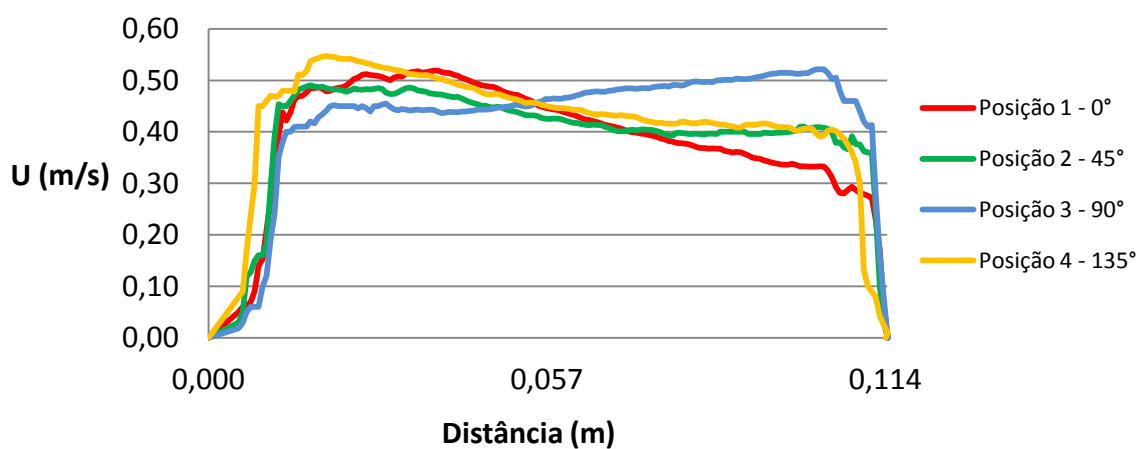


Figura 34. Perfil de velocidades na secção Z5 da galeria, para o NPA

Os valores de velocidades medidos na galeria são, para o NmE apresentados nas Figuras 35, 36, 37, 38 e 39.

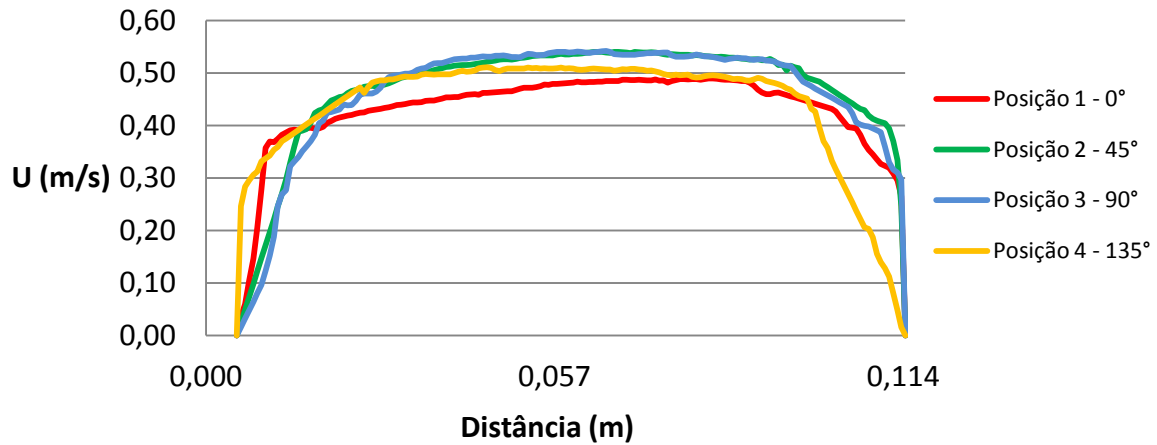


Figura 35. Perfil de velocidades na secção Z1 da galeria, para o NmE

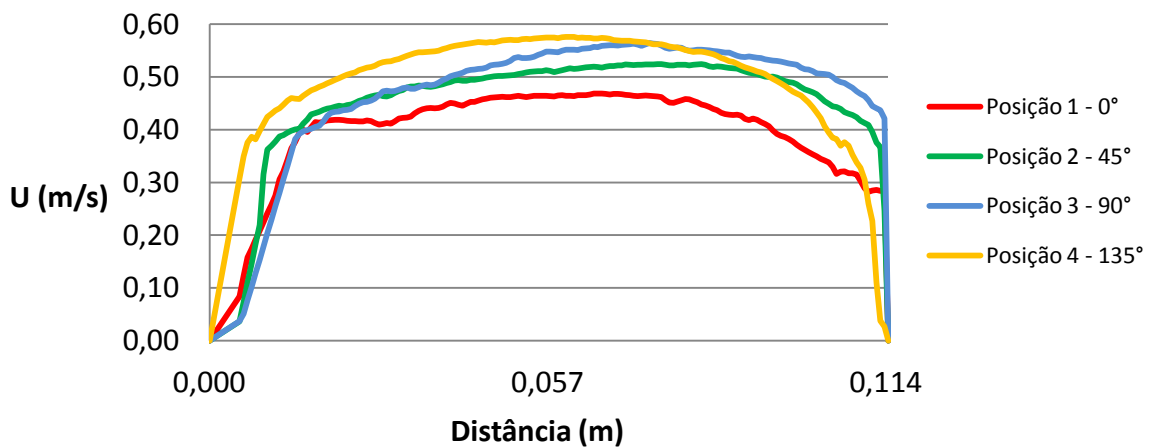


Figura 36. Perfil de velocidades na secção Z2 da galeria, para o NmE

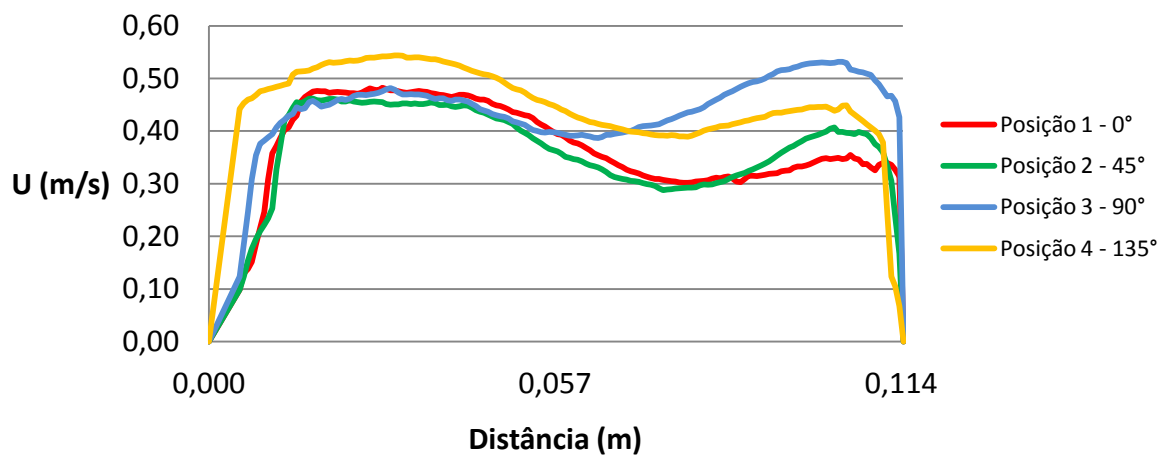


Figura 37. Perfil de velocidades na secção Z3 da galeria, para o NmE

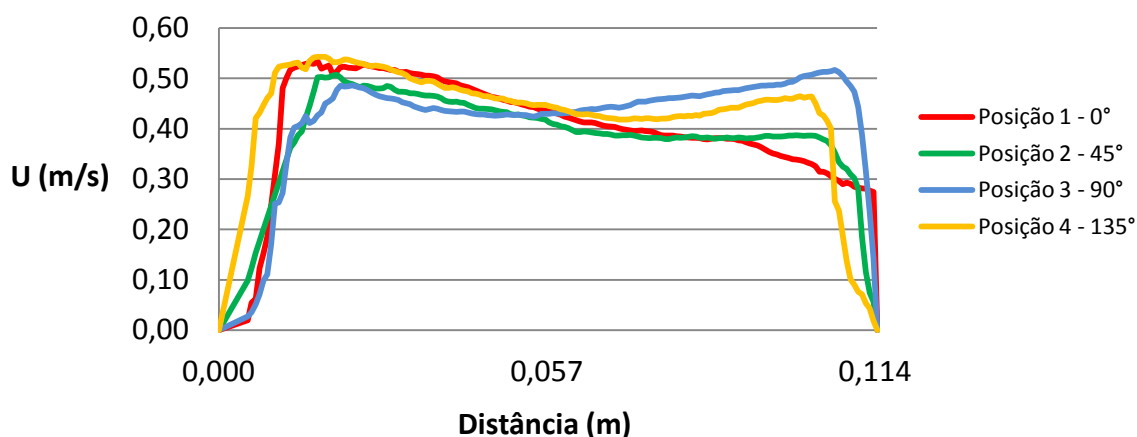


Figura 38. Perfil de velocidades na secção Z4 da galeria, para o NmE

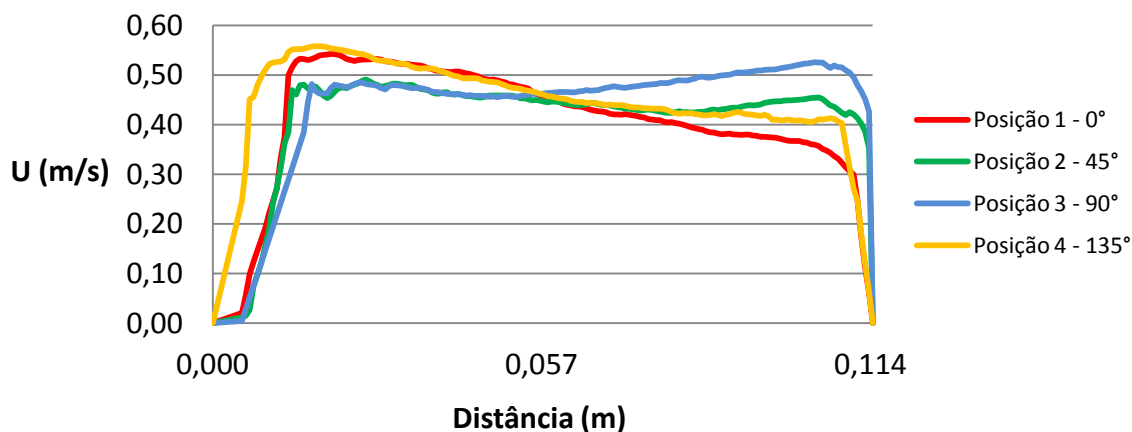


Figura 39. Perfil de velocidades na secção Z5 da galeria, para o NmE

As Figuras 30 a 34 e as Figuras 35 a 39 mostram a velocidade nas secções para o NPA e NmE respetivamente. Após análise das figuras, verificou-se que a velocidade ao longo das secções se comporta de forma próxima para ambas as alturas de água da albufeira.

Como se observa pelas Figuras 30 e 35 a distribuição velocidade é, na primeira secção Z1 (antes da curva), relativamente uniforme, em todas as medições e apresenta um valor da ordem de 0,49 m/s, na zona central, descendo para zero, junto às paredes da galeria. Note-se que a velocidade média, associada ao escoamento de 4,42 l/s é igual a 0,43 m/s. A secção Z2 (na zona da curva) apresenta o escoamento com velocidades idênticas à secção Z1. Isto deve-se ao facto de a secção Z2 estar à entrada da curva e como tal as linhas de corrente ainda não foram afetadas pela curvatura.

Na secção Z3 (dentro da curva), a velocidade diminui junto ao extradorso da curva e aumenta junto ao intradorso da mesma. Ao referido gradiente de velocidades corresponde um gradiente de pressões positivo. Esta variação da pressão e da velocidade geram condições para que ocorra a separação do escoamento, em relação às paredes do modelo, na zona imediatamente a jusante do

intradorso da curva, ou seja no perfil Z4. Com efeito, neste perfil as velocidades são maiores junto da parede esquerda. No perfil Z5 este efeito da curva tende a esbater-se com as velocidades a uniformizarem-se.

3.6.4. Pressões no interior da tomada de água

Foram instaladas 11 tomadas de pressão no modelo ao longo da tomada de água do circuito hidráulico mais curto (G1) com vista a caracterizar o campo de pressões na estrutura da tomada de água. A localização das tomadas de pressão consta da Figura 40.

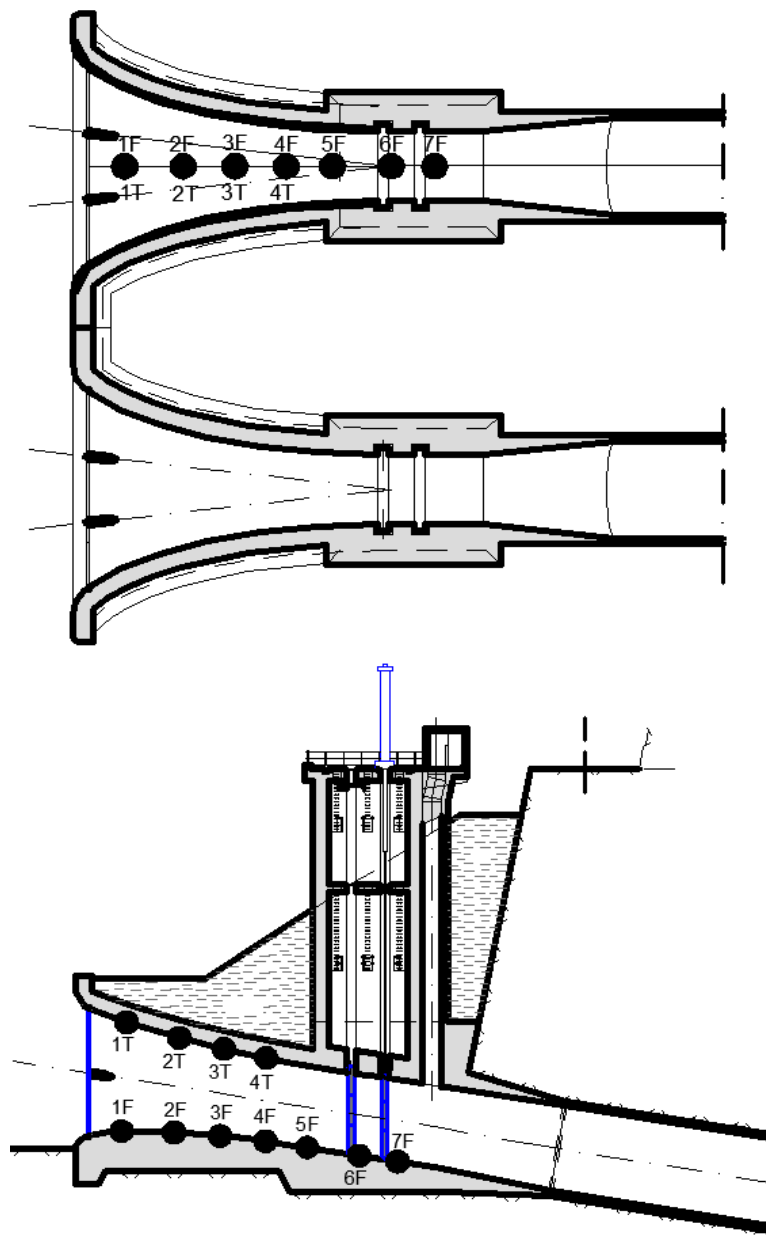


Figura 40. Localização das tomadas de pressão

Os resultados das medições das pressões, para níveis da superfície livre na albufeira de Foz Tua de 170,00 m, 162,00 m e 167,00 m (correspondendo a alturas de água junto à tomada, Z , iguais a 2,58 m, 2,46 m e 2,54 m) constam da Tabela 8. Da sua análise resulta que os valores são sempre positivos e bastante estáveis.

Tabela 8. Pressões médias nos circuitos hidráulicos. Valores experimentais

Número da Tomada de pressão	Cota das tomadas (m)	Z_{montante} (2,58 m)	Z_{montante} (2,46 m)	Z_{montante} (2,54 m)
		p/γ (m)	p/γ (m)	p/γ (m)
1F	2,14	0,436	0,312	0,389
2F	2,13	0,435	0,312	0,390
3F	2,13	0,436	0,313	0,391
4F	2,12	0,440	0,316	0,396
5F	2,11	0,447	0,324	0,402
6F	2,10	0,455	0,332	0,410
7F	2,10	0,463	0,338	0,418
1T	2,28	0,291	0,168	0,246
2T	2,26	0,310	0,187	0,263
3T	2,24	0,321	0,198	0,276
4T	2,23	0,331	0,207	0,288

4. MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. Introdução

A Dinâmica dos Fluidos Computacional (CFD, do inglês, Computational Fluid Dynamics) é a área da mecânica dos fluidos que recorre a métodos numéricos e algoritmos, de forma a resolver diversos problemas relacionados com o escoamento de fluidos. Os modelos numéricos são de grande importância no estudo dos problemas associados à dinâmica dos fluidos, podendo ser uma abordagem alternativa ou complementar às abordagens experimentais e analíticas (Wendt, 2009).

Os modelos CFD permitem resolver problemas em modelos de geometria complexa, pelo que são muito utilizados no campo da engenharia (Ferziger e Peric, 2002). De acordo com Gil *et al.* (2011) a simulação numérica é muito útil no estudo de tomadas de água dado que permite uma análise pormenorizada do comportamento do escoamento de acordo com a posição e geometria da tomada de água. Permite também o estudo preliminar de variadas soluções a um custo mais reduzido e com maior rapidez do que o correspondente estudo em modelo físico.

Neste estudo foram realizadas simulações numéricas do escoamento numa tomada de água, no sentido de validar a aplicação do *FLOW-3D*[®] a este tipo de escoamentos. Recorreu-se ao *FLOW-3D*[®], um software comercial de CFD que permite modelar escoamentos tridimensionais de fluidos compressíveis ou incompressíveis em regime permanente ou variável (Flow Science, 2009). A tomada de água a modelar numericamente pretende ser uma reprodução da tomada de água do modelo físico de Foz Tua que se encontra no pavilhão dos modelos exteriores do Núcleo do Recursos Hídricos e Estruturas Hidráulicas do LNEC e que foi objeto de estudo no Capítulo 3. No presente capítulo pretende-se descrever como se realizaram as simulações numéricas e fazer a comparação dos resultados dos ensaios experimentais realizados no LNEC com os resultados numéricos obtidos com o *FLOW-3D*[®]. Após a validação do modelo, ir-se-á tirar partido das capacidades do modelo numérico, apresentando e analisando resultados que não têm correspondente experimental.

4.2. Descrição do modelo numérico

4.2.1. Modelo genérico

O movimento tridimensional de um fluido é descrito pelas equações de Navier–Stokes. Estas equações são equações diferenciais não-lineares e descrevem a conservação de massa e quantidade de movimento.

Para um escoamento tridimensional e incompressível são:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (14)$$

$$\rho_0 \left[\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial(u_i u_j)}{\partial x_j} \right] = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2} - \rho_0 B_i \quad (15)$$

Onde u_i e u_j são as componentes da velocidade nas direções x_i e x_j ; ρ_0 a massa volúmica de referência; t o tempo; p a pressão; μ a viscosidade dinâmica e B_i as componentes das forças externas na direção x_i .

4.2.2. Modelos de turbulência

A turbulência pode ser definida como o movimento aleatório de um líquido com a formação de vórtices de diferentes escalas. Os vórtices de maiores dimensões retiram energia ao escoamento, transferindo essa energia para vórtices cada vez mais pequenos até ser dissipada pela viscosidade. Os vórtices podem ter dimensões desde o tamanho do domínio do escoamento até uma dimensão 10^{-3} vezes menor (Rodi, 1984).

Em função das escalas dos vórtices que se pretende detetar existem diversos modelos de turbulência.

A Simulação Numérica Direta (DNS, do inglês, *Direct Numerical Simulation*), resolve todas as escalas de turbulência relevantes, não sendo necessária a utilização de um modelo de turbulência. No entanto, o DNS exige um grande esforço computacional pelo que está limitado a escoamentos simples, com baixo número de Reynolds. Pelo contrário, o LES resolve as grandes escalas e modela as pequenas. Embora este modelo exija um menor esforço computacional que o DNS ainda é computacionalmente exigente na maior parte dos casos práticos. Por fim, o RANS resolve um intervalo de escalas menor do que o modelo LES, modelando as restantes, permitindo assim a resolução de problemas complexos em computadores pessoais (Meireles, 2011; Sousa *et al.*, 2012).

Quando não é necessário caracterizar o escoamento instantâneo pode-se fazer uso das RANS, que são a média das equações de Navier-Stokes numa escala temporal suficientemente longa comparada com a escala temporal do respetivo escoamento turbulento. Assim ao invés dos valores instantâneos das grandezas, são utilizados os respetivos valores médios, simplificando assim a resolução do problema. Esta simplificação baseia-se na decomposição de Reynolds que é uma técnica matemática que separa a componente média da componente de flutuação de um dado parâmetro instantâneo. Por exemplo, para a velocidade a decomposição daria origem a:

$$u(x, t) = \bar{u}(x, t) + u'(x, t) \quad (16)$$

onde u é a velocidade instantânea, \bar{u} a velocidade média no tempo (usualmente simbolizada por U) e u' a componente de flutuação turbulenta da velocidade.

As equações de Navier-Stokes com média de Reynolds resultam assim em:

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (17)$$

$$\rho_0 \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (\overline{u_i u_j})}{\partial x_j} \right] = \rho_0 B_i + \mu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} - \rho_0 \frac{\partial \overline{u_i' u_j'}}{\partial x_j} \quad (18)$$

onde as barras superiores dizem respeito a médias temporais e os apóstrofes a flutuações turbulentas.

No entanto, esta técnica origina um novo termo, designado de tensões de Reynolds ($\overline{u_i' u_j'}$), que deriva da turbulência, o que introduz um problema de fecho nas equações. Neste sentido, a turbulência é modelada recorrendo à hipótese de Boussinesq (1877), que considera as tensões de Reynolds proporcionais ao gradiente da velocidade média (Rodi, 1984):

$$- \rho_0 \overline{u_i' u_j'} = \mu_T \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} \rho_0 k \delta_{ij} \quad (19)$$

em que μ_T é o coeficiente de viscosidade dinâmica turbulenta, k é a energia cinética turbulenta e δ_{ij} é o delta de Kronecker ($\delta_{ij} = 1$ se $i=j$ e $\delta_{ij} = 0$ se $i \neq j$). O coeficiente de viscosidade dinâmica turbulenta está relacionado com a energia cinética turbulenta e a sua taxa de dissipação, ε , como mostra a expressão de Kolmogorov-Prandtl (1975):

$$\mu_T = \rho_0 C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (20)$$

onde C_μ é uma constante empírica.

Os modelos de turbulência baseados nas equações RANS podem ser modelos de fecho de primeira ordem (de zero, uma ou duas equações) ou de ordens superiores (tensões de Reynolds/fecho de 2ª ordem e algébricos de tensões). Os modelos mais utilizados são os de duas equações, $k-\varepsilon$ e RNG $k-\varepsilon$.

Para o modelo $k-\varepsilon$, amplamente usado na literatura e a usar na presente dissertação, as equações de transporte da energia cinética turbulenta e da respetiva taxa de dissipação com relevância para o presente caso de estudo são, respetivamente:

$$\rho_0 \left(\frac{\partial k}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\mu_T}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + \mu_T \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \rho_0 \varepsilon \quad (21)$$

$$\rho_0 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\frac{\mu_T}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{1\varepsilon} \frac{\varepsilon}{k} \left[\mu_T \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right] - \rho_0 C_{2\varepsilon} \frac{\varepsilon^2}{k} \quad (22)$$

onde as constantes empíricas $C_\mu, \sigma_k, \sigma_\varepsilon, C_{1\varepsilon}$ e $C_{2\varepsilon}$ apresentam os seguintes valores (Rodi, 1984; Versteeg e Malalasekera, 2007):

$$C_\mu = 0,09$$

$$\sigma_k = 1,00$$

$$\sigma_\varepsilon = 1,30$$

$$C_{1\varepsilon} = 1,44$$

$$C_{2\varepsilon} = 1,92$$

4.2.3. Representação de obstáculos/sólidos (*FAVOR*)

O *FLOW-3D*[®] utiliza o método *FAVOR*TM (do inglês, *Fractional Area/Volume Obstacle Representation*) desenvolvido por Hirt e Silician (1985) para representar obstáculos utilizando o conceito de fração de área e de volume numa malha ortogonal. Para cada célula da malha, a fração de volume é definida como a razão entre o volume aberto ao fluido e o volume total da célula. De igual forma, para cada uma das faces da célula a fração de área é definida como a razão entre a área aberta ao fluido e a área total (Wei, 2005; Meireles, 2011). A utilização de uma malha ortogonal facilita o cálculo das áreas e das frações de volume pelo método *FAVOR*TM, permitindo modelar de forma muito simples obstáculos de geometria complexa (Flow Science, 2009).

Com este método, a construção das malhas e dos sólidos torna-se independente podendo-se facilmente alterar os obstáculos sem alterar a malha e vice-versa (Flow Science, 2009; Bombardelli *et al.*, 2011).

4.2.4. Localização da superfície livre (*TruVOF*)

De modo a localizar a superfície livre o *FLOW-3D*[®] utiliza o método *TruVOF*TM (do inglês, *True Volume of Fluid*) que se baseia em frações de volume de fluido (Hirt e Nichols, 1981).

Este método é composto por três elementos (Bombardelli *et al.*, 2000). O primeiro elemento consiste em representar a superfície livre através da função F , que define a fração de volume da

célula que é ocupada pelo líquido. A fração de volume varia de 0, para as células sem líquido, a 1, para as células totalmente preenchidas com líquido. A superfície livre localiza-se entre valores intermédios da fração de volume, sendo frequentemente utilizado o valor de $F=0,5$ para definir a posição da superfície livre (Flow Science, 2009).

O segundo elemento consiste na utilização de uma apropriada equação de transporte da função F . Para cada passo de cálculo a função F é assim obtida através da seguinte equação:

$$\frac{\partial F}{\partial t} + \nabla \cdot (U \cdot F) = 0 \quad (23)$$

Por fim, e não menos importante, o terceiro elemento é a aplicação de condições de fronteira à superfície livre.

O método *TruVOFTM* apresenta as vantagens de utilizar pouca memória (apenas a variável F necessita de ser guardada) e de ser de grande precisão de cálculo a baixo custo (Flow Science, 2009).

Como apontado por Meireles (2011) o método *TruVOFTM* tem a vantagem de, comparado com outros métodos, considerar, para efeito de cálculo, apenas as células que contêm fluido ($F=1$), devido ao gás possuir uma inércia que se pode desprezar, considerando apenas que ele exerce uma pressão normal à superfície livre de líquido.

4.2.5. Condições de fronteira adicionais

Para além das condições de fronteira aplicadas à superfície livre, o *FLOW-3D[®]* permite definir as seguintes condições de fronteira:

- parede rígida com ou sem escorregamento;
- velocidade ou pressão;
- plano de simetria;
- fronteira de saída contínua;
- fronteira periódica;
- fronteira de saída que minimize a reflexão das ondas;

- utilização de condições de fronteira de simulações anteriores, por aplicação do procedimento de sobreposição de malhas;
- fronteira inter-bloco.

Uma *parede rígida* é uma condição fronteira que corresponde a não existir velocidades de escoamento à sua superfície. A *velocidade* ou *pressão* pode ser especificada tanto para a entrada como para a saída do escoamento na malha. A pressão do escoamento de entrada pode ser considerada como pressão estática ou pressão de estagnação. Num *plano de simetria* a tensão tangencial é igual a zero e não existe fluxo de nenhuma propriedade através da fronteira. A fronteira *saída contínua* serve para definir a saída do escoamento do domínio de cálculo quando não é possível estabelecer uma condição de fronteira física. Este tipo de fronteira apenas deve ser utilizado quando não é possível utilizar outros tipos de condição de fronteira (Flow Science, 2009; Meireles, 2011).

4.3.Implementação do modelo numérico

4.3.1.Descrição das simulações numéricas

No presente estudo inicialmente definiu-se a geometria do sólido utilizando o AUTO-CAD e, depois, importou-se o ficheiro em formato STL para o *FLOW-3D*[®]. Após a geometria ser incorporada no programa de modelação numérica foram definidas a malha, as condições de fronteira e as condições iniciais do escoamento. A Figura 41 mostra o sólido que foi introduzido no programa de modelação numérica.

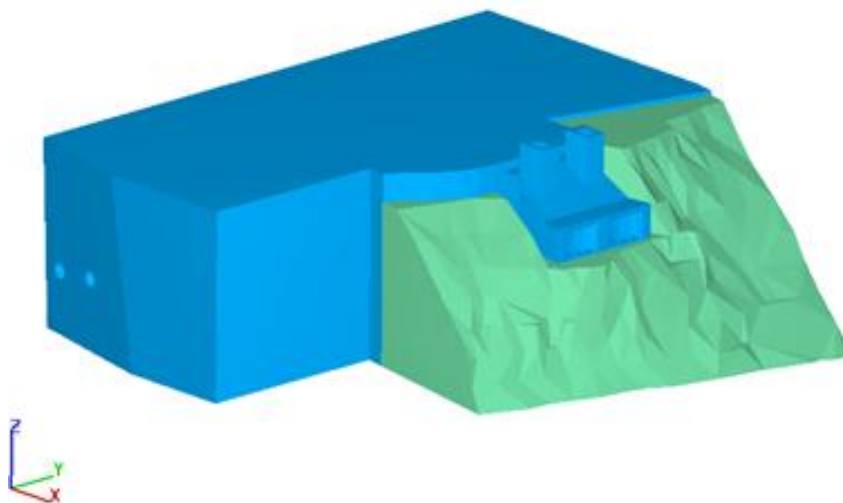


Figura 41. Sólido introduzido no *FLOW-3D*[®]

Malha

A malha pode ser definida como uma representação discreta do domínio geométrico onde se pretende resolver um problema (Ferziger e Peric, 2002), sendo composta por um conjunto de volumes que são denominados de células. Quanto maior o número de células maior será a precisão da solução CFD obtida. De forma a reproduzir as condições do escoamento, a forma e o tamanho da malha devem ser adequados para que a solução obtida esteja próxima da realidade. No entanto, a resolução não pode ser tão grande que inviabilize as simulações em termos de tempo despendido na simulação e memória ocupada.

A malha é classificada de ortogonal ou não-ortogonal consoante as linhas da malha se cruzam fazendo um ângulo de 90° ou não. No *FLOW-3D*[®] as malhas são sempre ortogonais, podendo ser uniformes (todas as células do mesmo tamanho) ou não-uniformes (células de tamanhos diferentes) (Figura 42).

Para que se obtenha uma solução precisa num menor tempo de cálculo pode-se optar por uma malha não-uniforme, refinando a malha nas zonas de maior interesse e tornando-a mais grosseira nas zonas de menor interesse. No entanto, por outro lado, tem que se garantir que não se comete o erro de não refinar o suficiente zonas de importância para a simulação.

Para melhor se moldar ao objeto de estudo a malha pode ainda ser composta por um único bloco ou por multi-blocos.

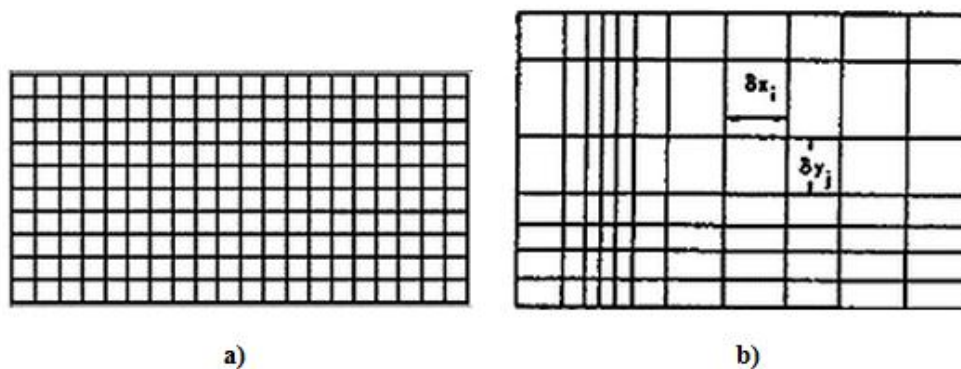


Figura 42. Malha: a) uniforme; b) não uniforme (Flow Science, 2009)

De forma a determinar o melhor tamanho para a malha deve-se começar por uma malha grosseira e refinar até os valores obtidos convergirem para um valor constante. Dá-se a este processo o nome de convergência da malha.

Neste caso de estudo foi utilizada uma malha uniforme, com multi-blocos, o que permite fazer as simulações considerando todos os pontos do escoamento simulados com igual precisão. Foram

feitas simulações recorrendo a malhas diferentes, consoante o objetivo fosse o estudo do escoamento na entrada da tomada de água (Figura 43) ou na galeria (Figura 44).

Para estudo da convergência da malha utilizou-se a malha definida na Figura 43. Na Tabela 9 estão descritas as características das malhas utilizadas nesse estudo, sendo E o espaçamento das células da malha.

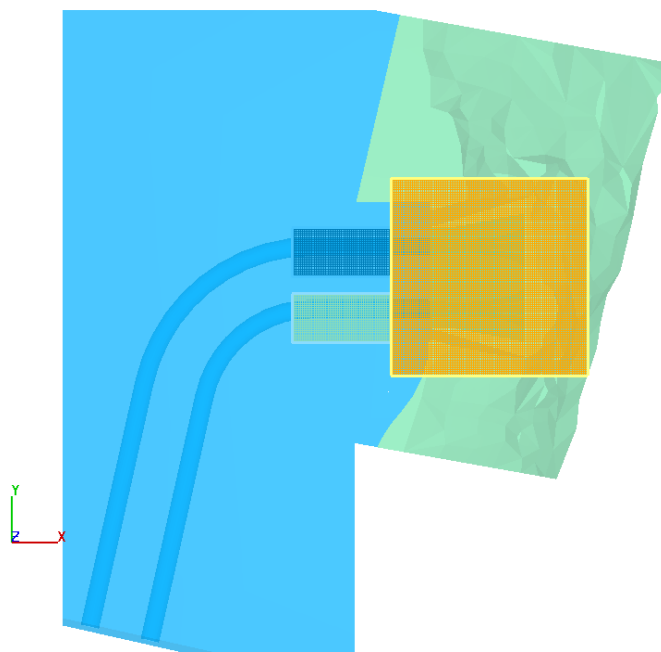


Figura 43. Definição da malha para o estudo do escoamento na entrada da tomada de água

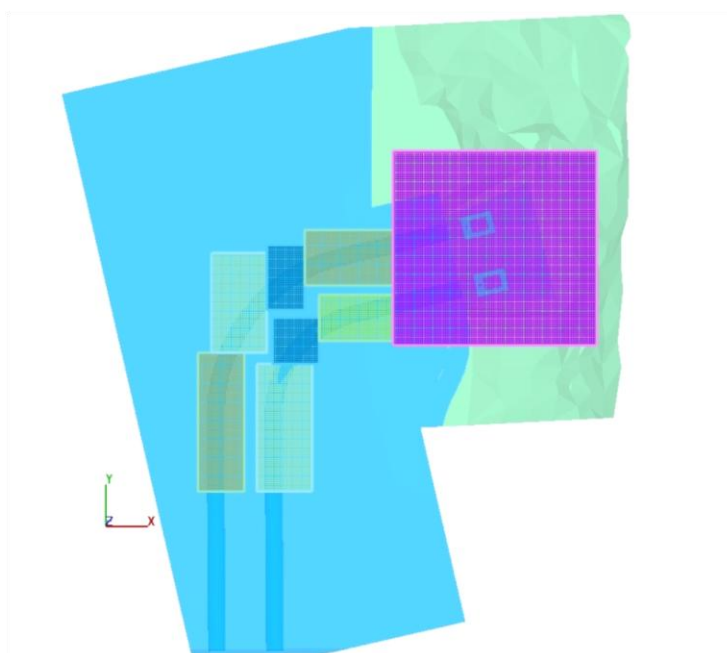


Figura 44. Definição da malha para o estudo do escoamento na galeria

Tabela 9. Características das malhas utilizadas no estudo de convergência da malha

	Número de blocos	Bloco	E (m)	Número total de células ($\times 10^6$)
Simulação 1	3	1	0,05	0,02
		2	0,05	
		3	0,05	
Simulação 2	3	1	0,025	0,13
		2	0,025	
		3	0,025	
Simulação 3	3	1	0,02	0,25
		2	0,02	
		3	0,02	
Simulação 4	3	1	0,015	0,69
		2	0,015	
		3	0,015	
Simulação 5	3	1	0,012	1,36
		2	0,012	
		3	0,012	
Simulação 6	3	1	0,01	2,35
		2	0,01	
		3	0,01	

Através dos dados obtidos nas simulações para o estudo da convergência da malha traçaram-se as Figuras 45, 46 e 47 relativos à velocidade do escoamento segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água, nos pontos de medição situados às alturas de 2,18 m, 2,21 m e 2,24 m, para a situação de NPA.

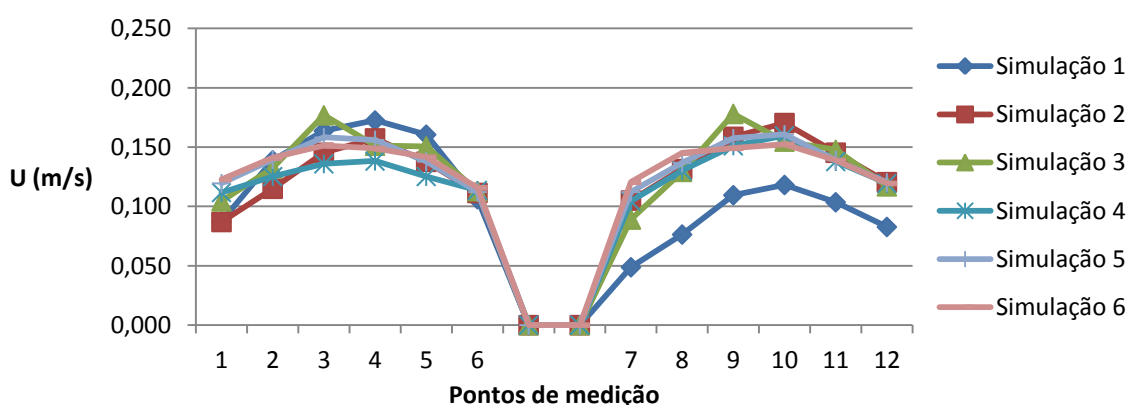


Figura 45. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,18 m (cota 141,13 m no protótipo), para a situação de NPA

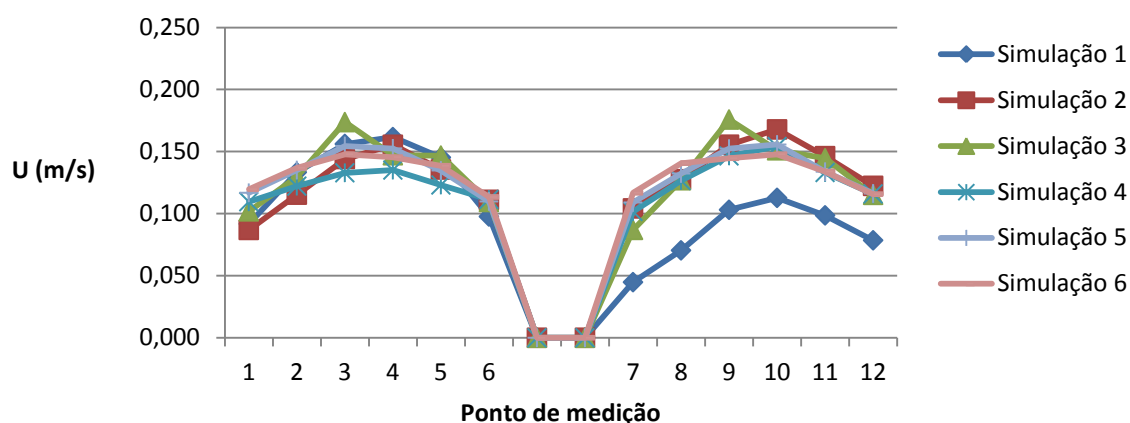


Figura 46. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,21 m (cota 145,24 m no protótipo), para a situação de NPA

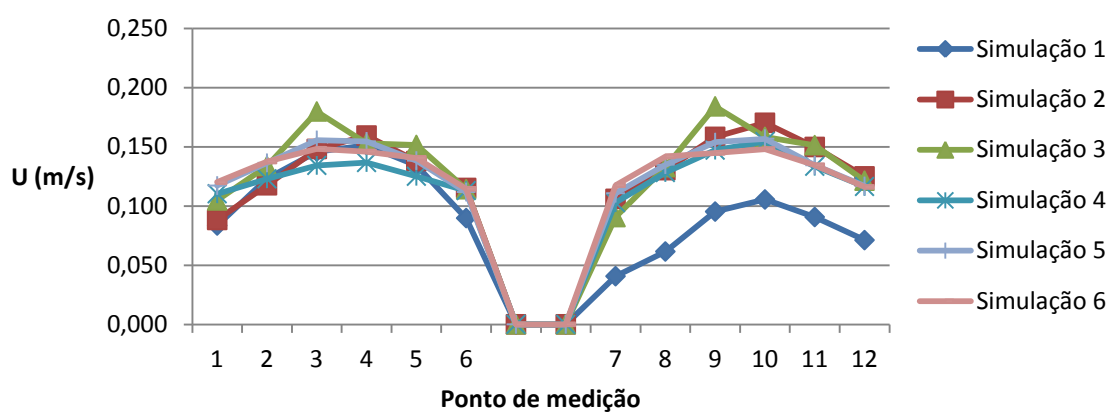


Figura 47. Convergência da malha: comparação de velocidades segundo a direção do escoamento na entrada da tomada de água à altura de 2,24 m (cota 147,34 m no protótipo), para a situação de NPA

Da análise das figuras conclui-se que a malha converge ao longo da sequência de simulações, não se verificando diferenças significativas entre os resultados obtidos nas simulações 5 e 6. Deste modo, para as restantes simulações realizadas foi utilizada a malha da simulação 5, reduzindo a quantidade de memória ocupada e o respetivo tempo de cálculo, face a ser utilizada a malha da simulação 6.

Condições de fronteira

As condições de fronteiras passivas de serem utilizadas pelo *FLOW-3D*[®] foram pormenorizadamente descritas no subcapítulo anterior.

Neste caso de estudo foram definidas as seguintes condições de fronteira:

- escoamento de saída contínua com definição do caudal (Q);

- condição de simetria (S);
- especificação da pressão através da definição da altura da água (P);
- parede (W).

Nas Figuras 35 e 36 apresentam-se, respetivamente, as condições de fronteira consideradas no estudo do escoamento na entrada da tomada de água e no estudo do escoamento na galeria.

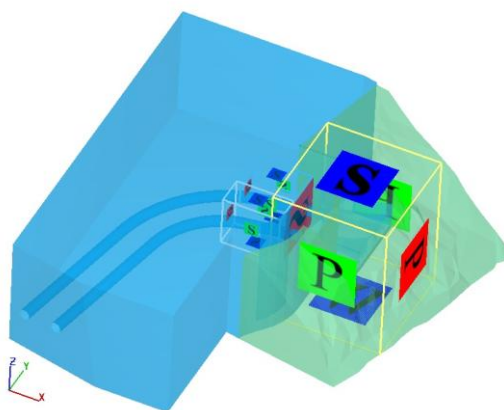


Figura 48. Condições de fronteira para o estudo do escoamento na entrada da tomada de água

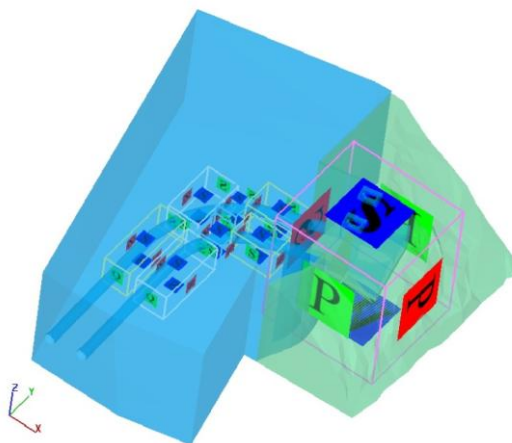


Figura 49. Condições de fronteira para o estudo do escoamento na galeria

Condições iniciais

Como referido anteriormente, foram realizados ensaios para o NPA e para o NmE para caudais turbinados de 2 x 4,42 l/s e de 2 x 8,83 l/s.

Para o NPA, foi considerada uma altura de água no reservatório de aproximação à tomada de água de 1,216 m; para o NmE de 1,094 m e para o nível intermédio foi considerada a altura de água de

1,170 m. Para a aceleração da gravidade considerou-se o valor de $9,81 \text{ m/s}^2$. Estas alturas foram medidas desde a base do sólido inserido no modelo numérico (corresponde a uma altura de 1,37 m no modelo, cota 90 m no protótipo).

Modelo de turbulência

Pela sua ampla aplicação, optou-se pela utilização do modelo de turbulência $k-\epsilon$.

4.4. Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico consistiu na comparação entre os resultados experimentais apresentados no Capítulo 3 e os resultados numéricos obtidos com o *FLOW-3D*[®]. Foram assim comparadas velocidades no plano das grades da entrada da tomada de água e na curva da conduta, pressões na entrada da tomada de água e a existência de vórtices na zona de aproximação à tomada de água.

Para tal, realizaram-se as simulações apresentadas na Tabela 10. Nas simulações 5, 7-9 e 12 foi utilizada a malha apresentada na Figura 43 enquanto nas simulações 10 e 11 foi utilizada a malha apresentada na Figura 34.

Tabela 10. Características dos ensaios realizados

	Situação	Altura de água de aproximação (m)	Caudal por conduta (l/s)	Número de blocos	Número total de células ($\times 10^6$)	Tipo de estudo
Simulação 5	NPA	1,216	4,42	3	1,51	velocidades no plano das grades e pressão na entrada da tomada de água
Simulação 7	NmE	1,094	4,42	3	1,51	velocidades no plano das grades e pressão na entrada da tomada de água
Simulação 8	NPA	1,216	8,83	3	1,51	aparecimento de vórtices
Simulação 9	NmE	1,094	8,83	3	1,51	aparecimento de vórtices
Simulação 10	NPA	1,216	4,42	8	1,68	velocidades na curva da galeria
Simulação 11	NmE	1,094	4,42	8	1,68	velocidades na curva da galeria
Simulação 12	nível intermédio	1,170	4,42	3	1,51	pressões na entrada da tomada de água

4.4.1. Comparação de velocidades no plano das grades

A comparação das velocidades do escoamento no plano das grades para a situação de NPA conduz, em média, a uma diferença relativa não muito elevada. A diferença relativa média é de 7,3% e o máximo absoluto de 18,8%. Na situação de NmE a comparação das velocidades revela uma diferença relativa com valores mais elevados. A diferença relativa média é de 22,4% e o máximo absoluto de 41,2%. De referir que as diferenças relativas englobam os erros cometidos nos ensaios experimentais (soma dos erros de medição com os erros inerentes ao instrumento de medição) e nas simulações numéricas. Nas Figuras 50 a 52 são comparadas as velocidades de escoamento no plano das grades para a situação de NPA para os pontos de medição situados às alturas, Z , de 2,18 m, 2,21 m e 2,24 m, respetivamente. Nas Figuras 53 a 55 é realizado o mesmo procedimento mas para a situação de NmE.

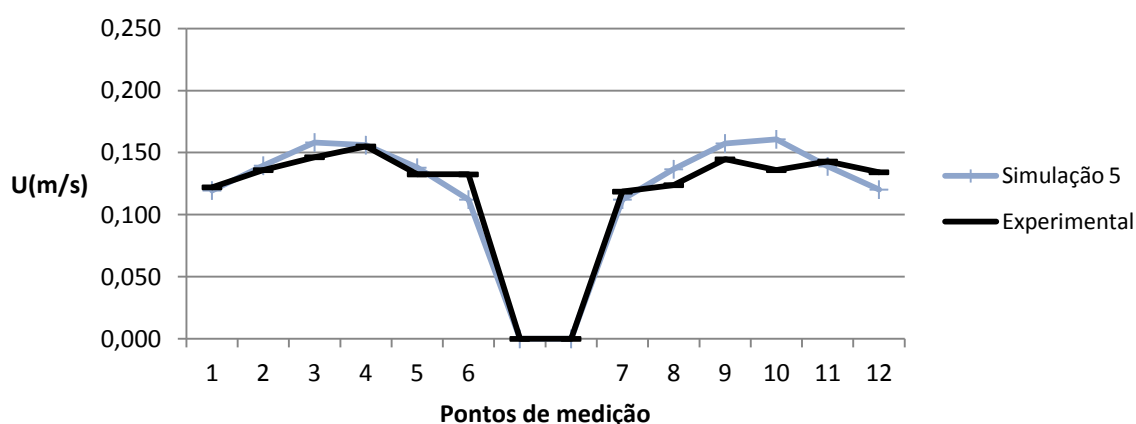


Figura 50. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,18$ m (cota 141,13 m no protótipo), para o NPA

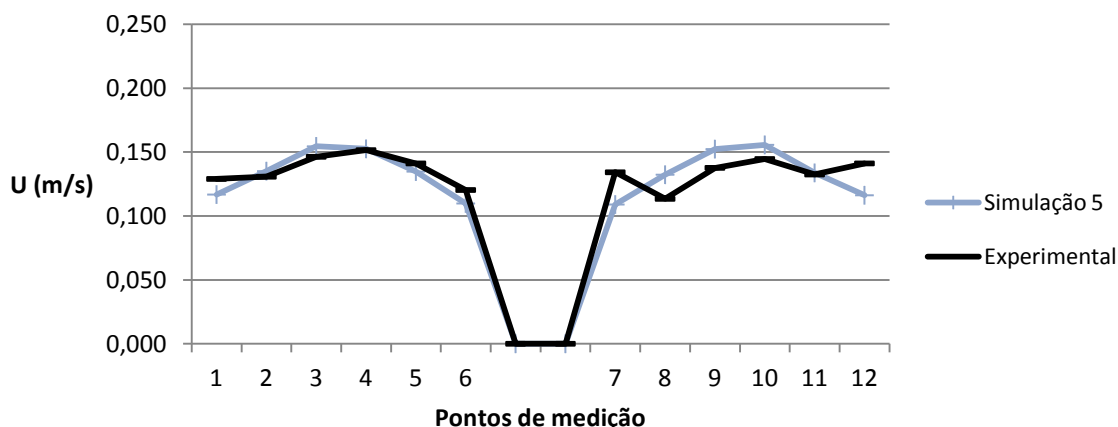


Figura 51. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,21$ m (cota 145,24 m no protótipo), para o NPA

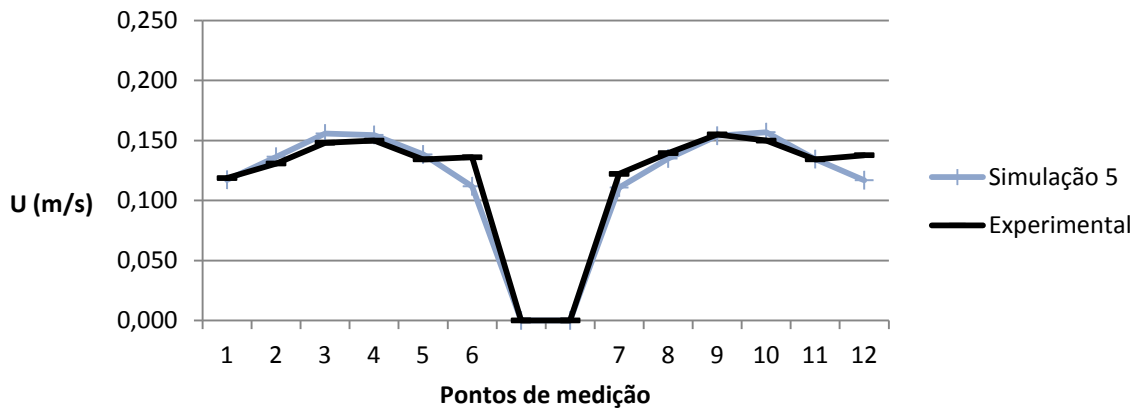


Figura 52. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,24$ m (cota 147,34 m no protótipo), para o NPA

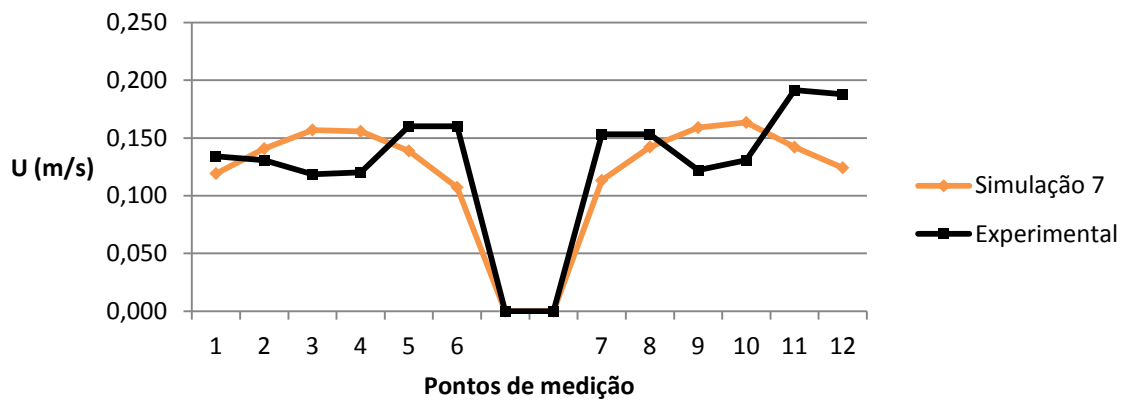


Figura 53. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,18$ m (cota 141,13 m no protótipo), para o NmE

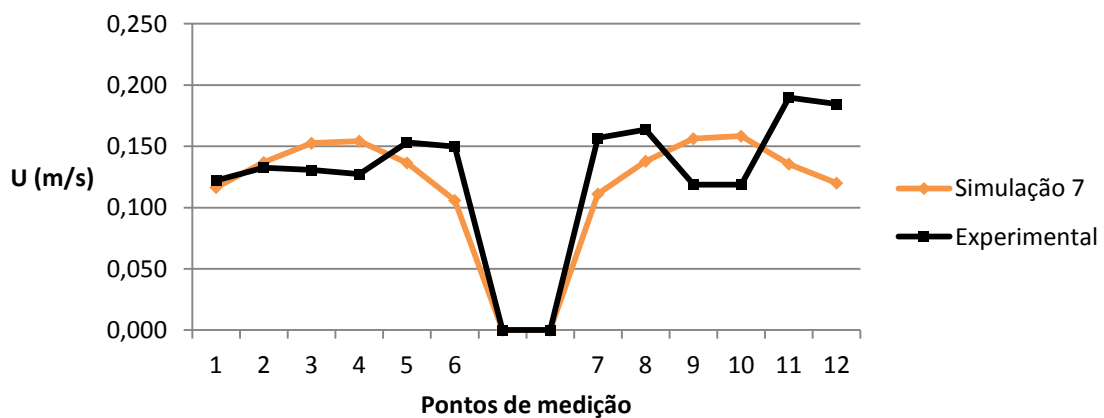


Figura 54. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z= 2,21$ m (cota 145,24 m no protótipo), para o NmE

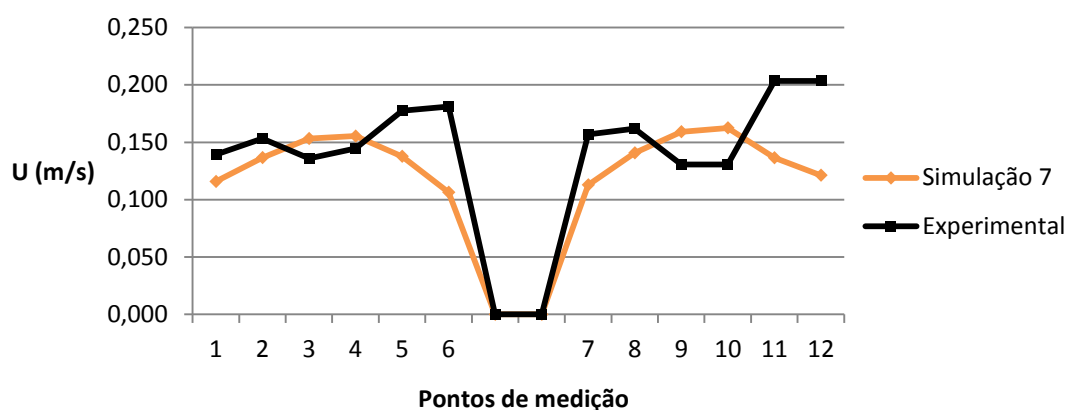


Figura 55. Comparação entre os resultados experimentais e numéricos da velocidade do escoamento no plano das grades para $Z=2,24$ m (cota 147,34 m no protótipo), para o NmE

Através dos valores obtidos recorrendo ao *FLOW-3D*[®] traçaram-se as isolinhas da velocidade que constam da Figura 56 e da Figura 57, para o NPA e NmE respetivamente. Apesar de com o modelo *FLOW-3D*[®] se terem obtido valores num número maior de pontos do que para as medições experimentais, para o traçado das isolinhas das velocidades obtidas numericamente usaram-se somente os valores dos pontos onde foram realizadas medições.

Verifica-se que a velocidade do escoamento na entrada da tomada de água apresenta uma variação entre 0,109 e 0,161 m/s (0,88 e 1,30 m/s no protótipo) para o NPA e entre 0,108 e 0,162 m/s (0,88 e 1,32 m/s no protótipo) para o NmE.

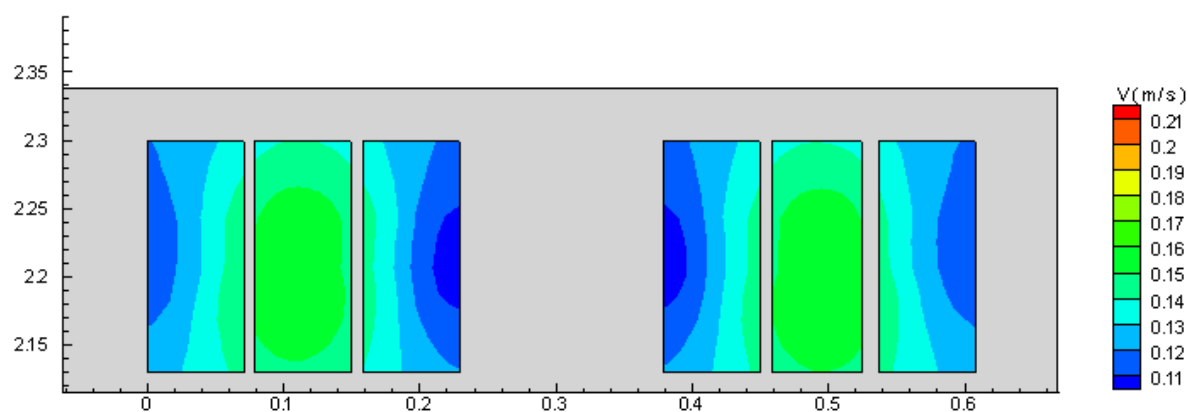


Figura 56. Isolinhas da velocidade do escoamento no plano das grades da tomada de água para o NPA - valores numéricos (distâncias em metros)

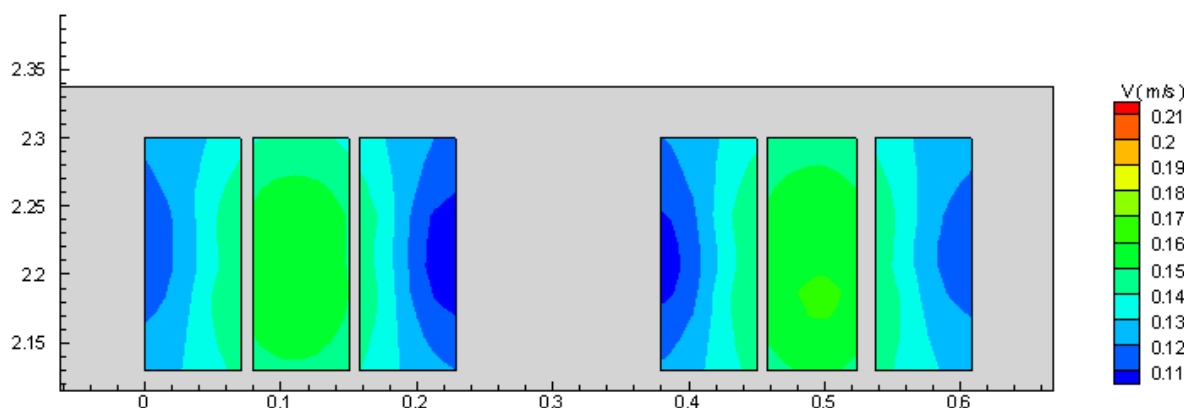


Figura 57. Isolinhas da velocidade do escoamento no plano das grades da tomada de água para o NmE - valores numéricos (distâncias em metros)

Analisando as isolinhas da velocidade dos valores numéricos, observa-se que para ambas as situações a distribuição das velocidades no plano das grades da tomada de água é muito uniforme para uma mesma altura, não havendo uma variação significativa do valor da velocidade entre o nível da soleira e as cotas superiores. Em planta, ocorre uma ligeira variação do valor da velocidade, apresentando o vão central maiores valores de velocidade.

Comparando as figuras das isolinhas experimentais e numéricas obtidas, verifica-se que para o nível de NPA os dados obtidos apresentam valores semelhantes. No entanto, para o nível de NmE existem discrepâncias entre o experimental e o numérico, muito possivelmente devido à morfologia do terreno ter sido representada de forma ligeiramente diferente no modelo experimental e no modelo numérico.

Em resumo, embora pontualmente as diferenças relativas possam ser um pouco elevadas, o valor da média permite concluir que, no geral, os resultados experimentais e numéricos se encontram bastante próximos.

4.4.2. Comparação da observação de vórtices junto da tomada de água

Contrariamente ao obtido nos ensaios experimentais, nas simulações numéricas não foi possível verificar a ocorrência de vórtices em nenhuma das situações de nível de água de albufeira estudadas. No entanto, num estudo realizado por Chen *et al.* (2012), em que foram comparados os modelos de turbulência $k-\varepsilon$ e RNG $k-\varepsilon$, também não foi possível visualizar vórtices com o modelo de turbulência $k-\varepsilon$. De acordo com estes autores, ao modelo $k-\varepsilon$ correspondiam maiores valores da energia cinética turbulenta, dissipação de energia cinética turbulenta a viscosidade turbulenta, contribuindo para uma maior resistência ao escoamento e não permitindo a formação de vórtices.

4.4.3. Comparação de velocidades na curva da galeria da tomada de água G2

Para o estudo da comparação de velocidades na galeria apenas foram considerados os resultados experimentais obtidos no plano de medição de 0° para a situação NPA. Embora não completamente equivalente ao medido experimentalmente, os resultados numéricos considerados neste estudo comparativo são os correspondentes à meia secção da conduta, para cada uma das secções estudadas experimentalmente (secções Z1 a Z5). Analisando as Figuras 58 a 62 observa-se que, apesar de os valores experimentais e numéricos terem diferenças significativas, as simulações numéricas reproduzem as velocidades médias do escoamento. Pelo contrário, as assimetrias nos perfis de velocidades provocadas pela curva praticamente não são detetadas.

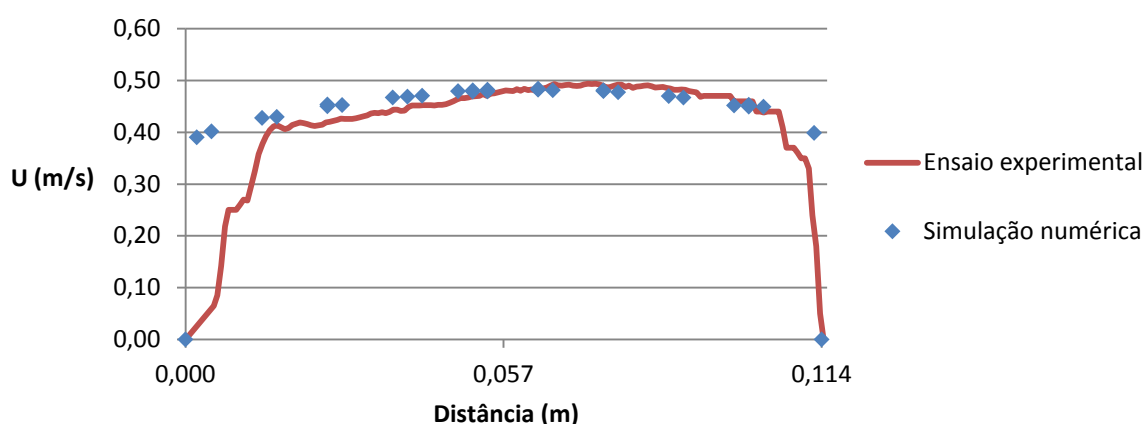


Figura 58. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z1 e NPA

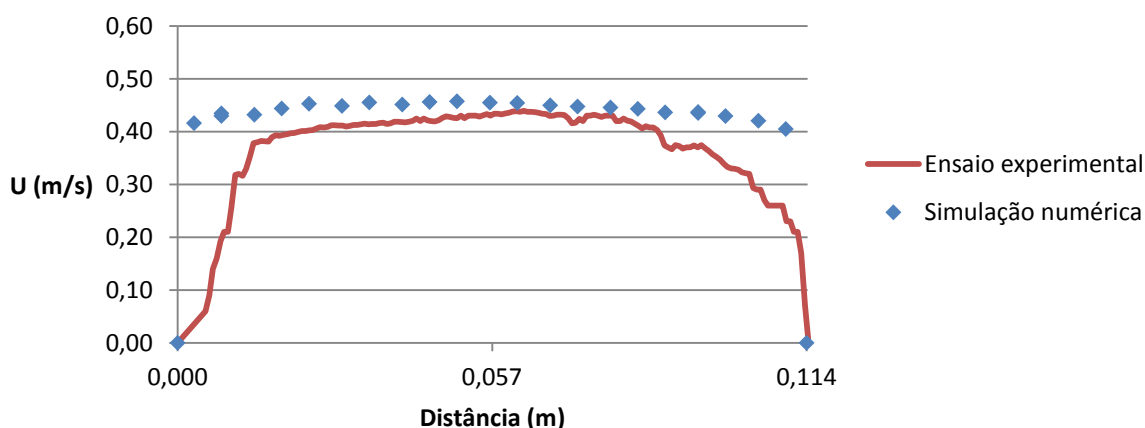


Figura 59. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z2 e NPA

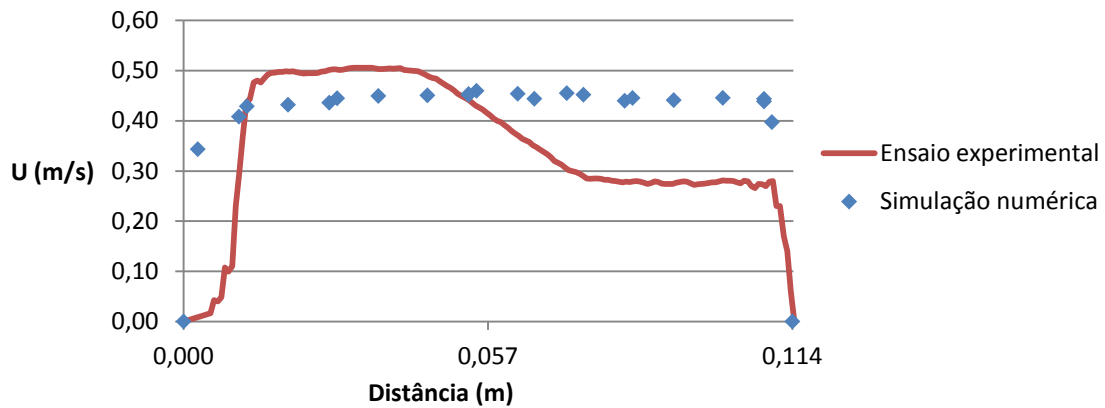


Figura 60. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z3 e NPA

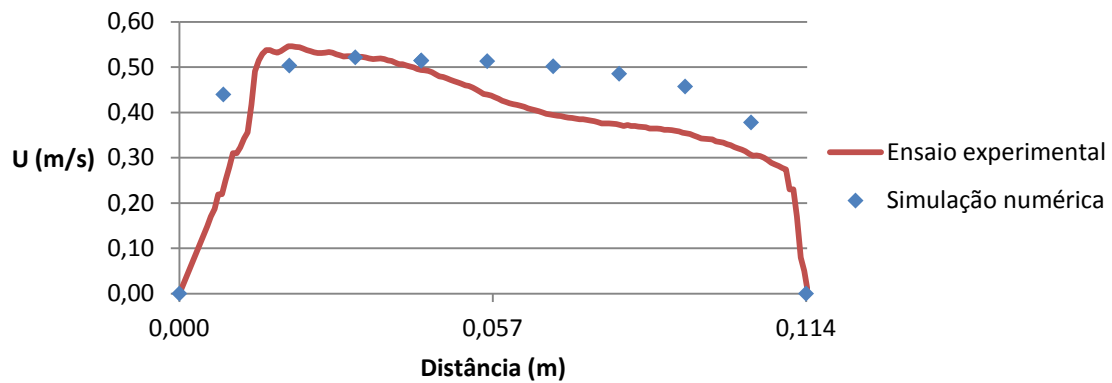


Figura 61. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z4 e NPA

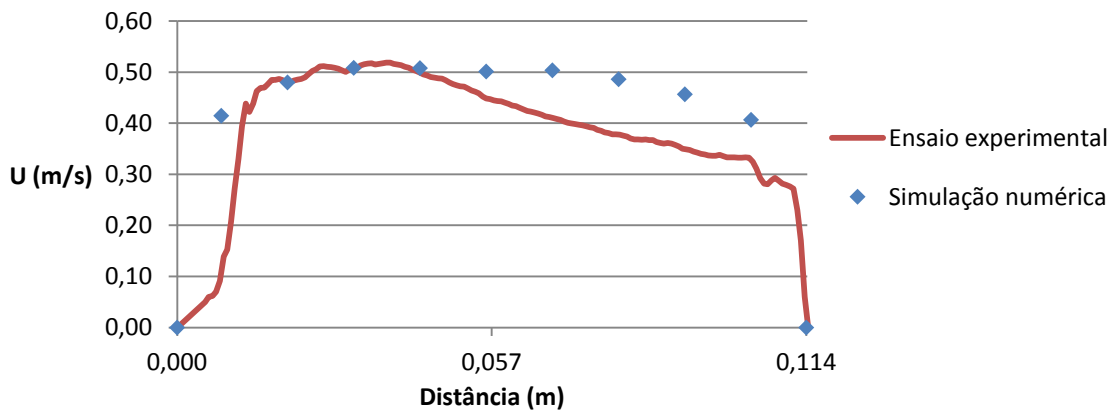


Figura 62. Comparação das velocidades do escoamento na curva da conduta da tomada de água obtidas experimental e numericamente para a secção Z5 e NPA

Esta comparação não foi realizada para a situação de NmE por restrições temporais de realização do presente estudo.

4.4.4. Comparação de pressões na tomada de água

As pressões obtidas numericamente e que têm correspondente experimental são apresentadas na Tabela 11, correspondendo a primeira coluna ao NPA, a segunda ao NmE e a terceira a uma situação intermédia.

Tabela 11. Pressões médias nos circuitos hidráulicos. Valores numéricos

Número da Tomada de pressão	Cota das tomadas (m)	Z_{montante} (2,58 m)	Z_{montante} (2,46 m)	Z_{montante} (2,54 m)
		p/γ (m)	p/γ (m)	p/γ (m)
1F	2,14	0,391	0,274	0,342
2F	2,13	0,393	0,271	0,344
3F	2,13	0,390	0,267	0,346
4F	2,12	0,390	0,273	0,348
5F	2,11	0,391	0,270	0,345
6F	2,10	0,393	0,266	0,348
7F	2,10	0,392	0,263	0,350
1T	2,28	0,338	0,221	0,303
2T	2,26	0,338	0,216	0,307
3T	2,24	0,349	0,223	0,299
4T	2,23	0,343	0,218	0,301

Para uma análise quantitativa da comparação entre os resultados experimentais e numéricos, foi elaborada a Tabela 12, onde estão representadas as diferenças relativas entre os valores obtidos por estas duas abordagens.

Tabela 12. Diferenças relativas entre os resultados experimentais e numéricos

		Z _{montante} (2,58)	Z _{montante} (2,46)	Z _{montante} (2,54)
Número da Tomada de pressão	Cota das tomadas (m)	%	%	%
1F	2,14	10,26	12,05	10,11
2F	2,13	9,62	13,00	10,86
3F	2,13	10,54	14,62	11,89
4F	2,12	11,41	13,49	12,08
5F	2,11	12,50	16,79	14,04
6F	2,10	13,60	19,85	16,18
7F	2,10	15,34	22,09	18,09
1T	2,28	16,31	31,31	22,28
2T	2,26	9,03	15,27	13,63
3T	2,24	8,78	12,69	11,08
4T	2,23	3,66	5,49	5,30

Para todas as situações de estudo, NPA, NmE e nível intermédio, observa-se que a diferença entre os dados experimentais e numéricos não é muito elevada. No estudo de Groeneveld *et al.* (2007) onde foram efetuadas medições de pressão num modelo experimental através de transdutores de pressão e simulações com o *FLOW-3D*[®] verificou-se que, no geral, a média dos valores obtidos é próximo nos dois modelos.

4.4.5. Análise da qualidade dos resultados numéricos obtidos

Com o valor do caudal definido para as simulações Q, efetuou-se a comparação deste com o valor estimado com base nas medições realizadas $\overline{Q_1}$.

O caudal definido para dois níveis de água na albufeira para os quais foram estudadas as velocidades é de 2 x 4,42l/s (2 x 155 m³/s, no protótipo).

Para o NPA, o caudal estimado a partir da velocidade medida no plano das grades da tomada de água é igual a:

$$\overline{Q}_1 = s_k * \sum_{i=1}^{18} u_k = 4,86 \text{ l/s} \text{ com } s_k = \frac{S}{18} = \frac{0,0356}{18} = 0,002 \text{ m}^2$$

No protótipo, este valor corresponde a um caudal de 170,62 m³/s. Verifica-se que a diferença entre o valor definido e estimado é igual a $\Delta\overline{Q} = 0,44 \text{ l/s}$ (15,45 m³/s no protótipo), que corresponde a uma diferença relativa de 10%.

Para o NmE o valor do caudal estimado com os valores da velocidade medida no plano das grades da tomada de água é igual a:

$$\overline{Q}_1 = s_k * \sum_{i=1}^{18} u_k = 5,05 \text{ l/s} \text{ com } s_k = \frac{S}{18} = \frac{0,0356}{18} = 0,002 \text{ m}^2$$

No protótipo, este valor corresponde a um caudal de 177 m³/s. Verifica-se que a diferença entre o valor definido e estimado é igual a $\Delta\overline{Q} = 0,63 \text{ l/s}$ (22,12 m³/s no protótipo), o que corresponde a uma diferença relativa de cerca de 15%.

4.5. Análise de resultados numéricos

O estudo com o modelo numérico permite obter informação que o estudo com o modelo experimental é incapaz de fornecer, tais como campos de velocidades e de pressões num plano, que experimentalmente só são obtidos pontualmente.

Experimentalmente, apenas foram medidos os valores da velocidade do escoamento no plano das grades da tomada de água, não tendo sido analisadas as velocidades no interior da tomada. Com base nas simulações numéricas são apresentadas as velocidades na tomada de água para as alturas A, B e C estudadas experimentalmente (Figura 63 à Figura 68) e a meio vão de cada uma das tomadas (Figura 69 à Figura 72) para os níveis de água na albufeira correspondentes ao NPA e ao NmE.

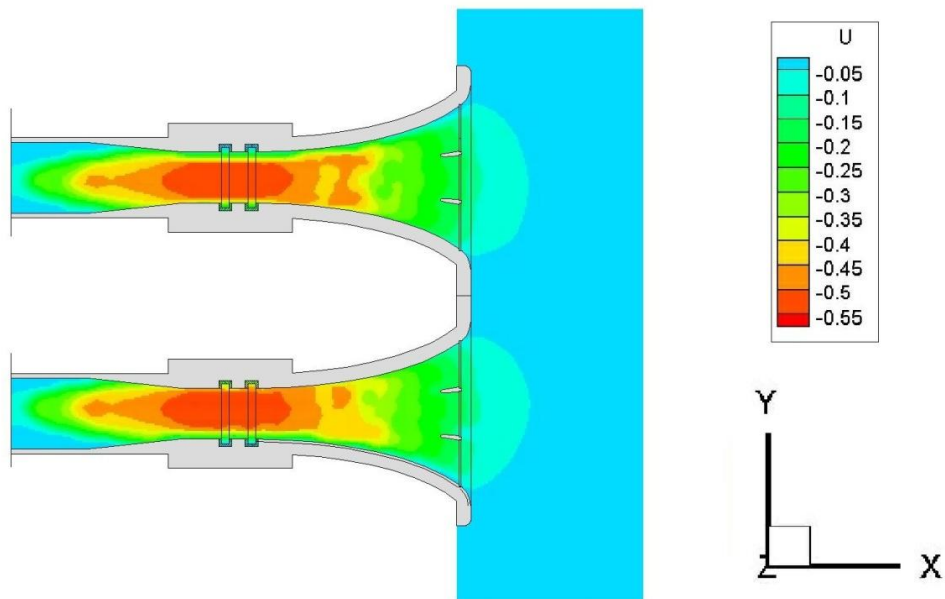


Figura 63. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,18$ m para o NPA (em m/s)

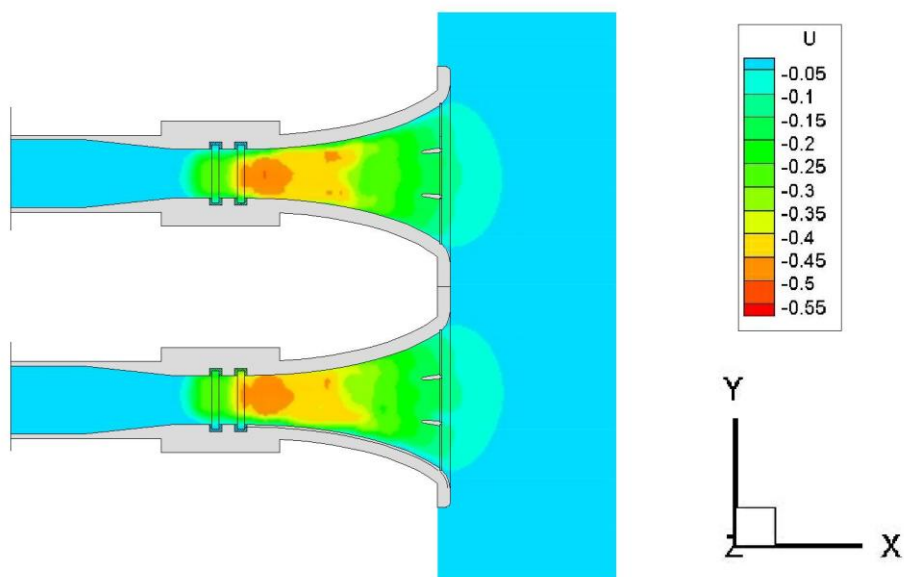


Figura 64. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,21$ m para o NPA (em m/s)

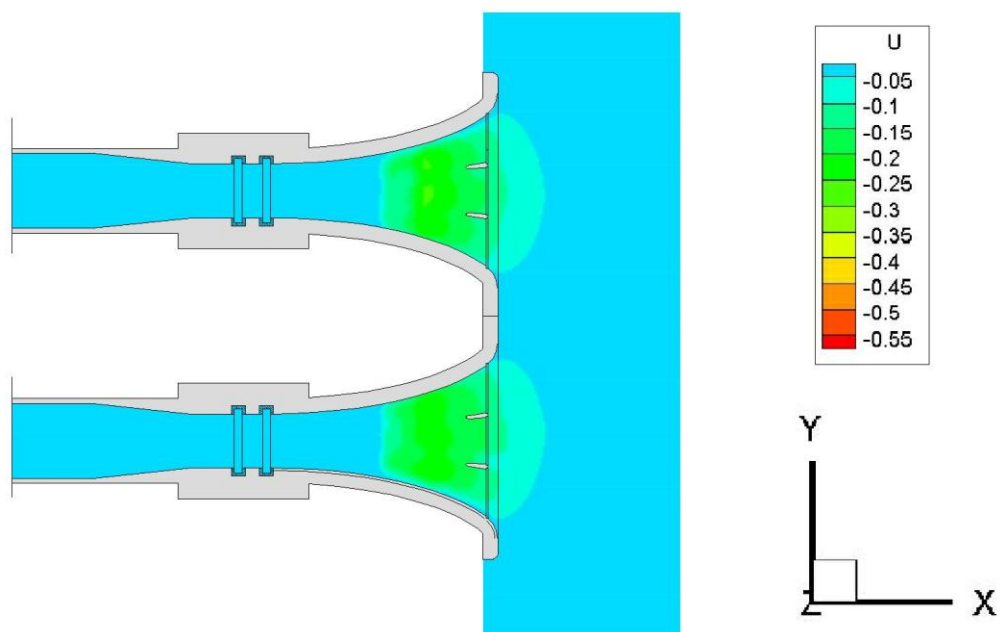


Figura 65. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,24$ m para o NPA (em m/s)

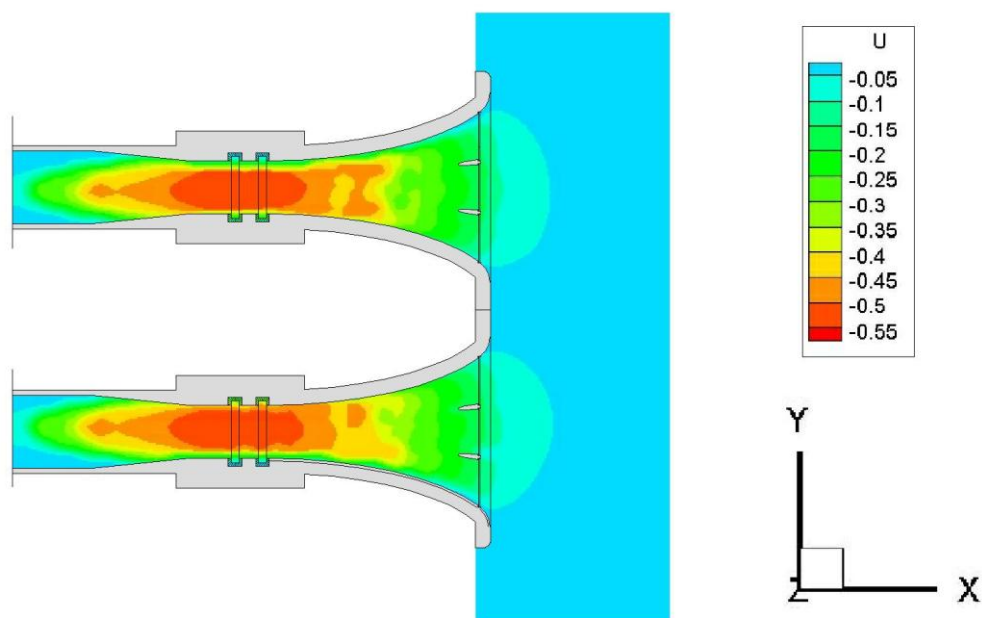


Figura 66. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,18$ m para o NmE (em m/s)

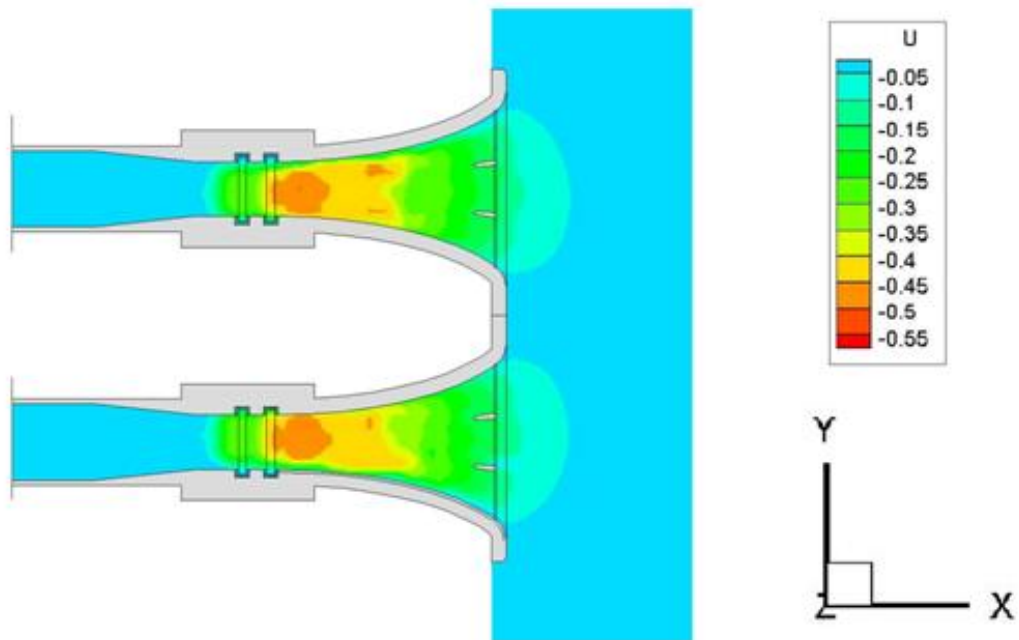


Figura 67. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,21$ m para o NmE (em m/s)

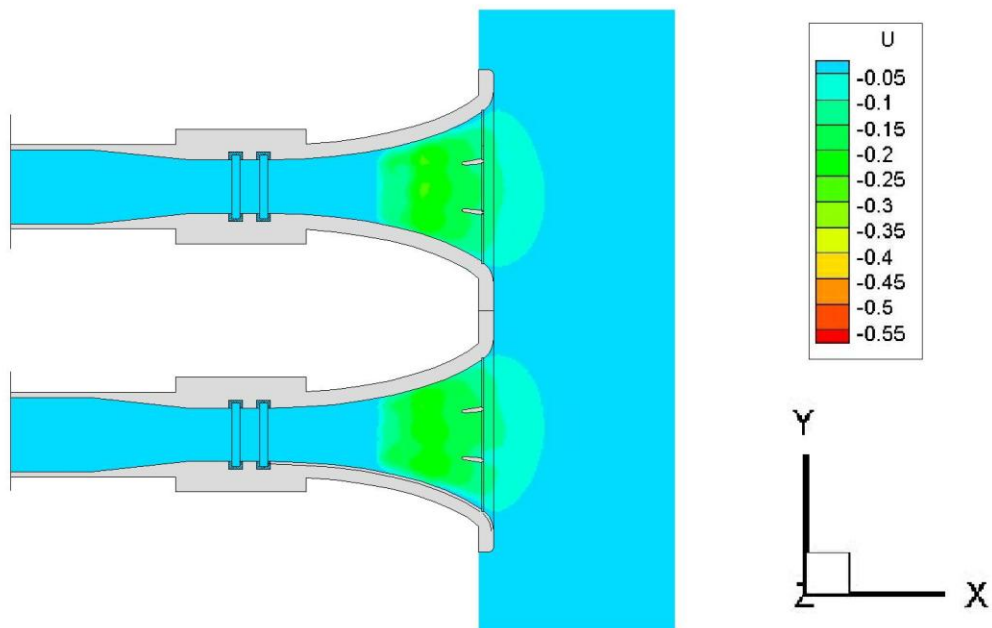


Figura 68. Campo de velocidades na tomada de água para $Z=2,24$ m para o NmE (em m/s)

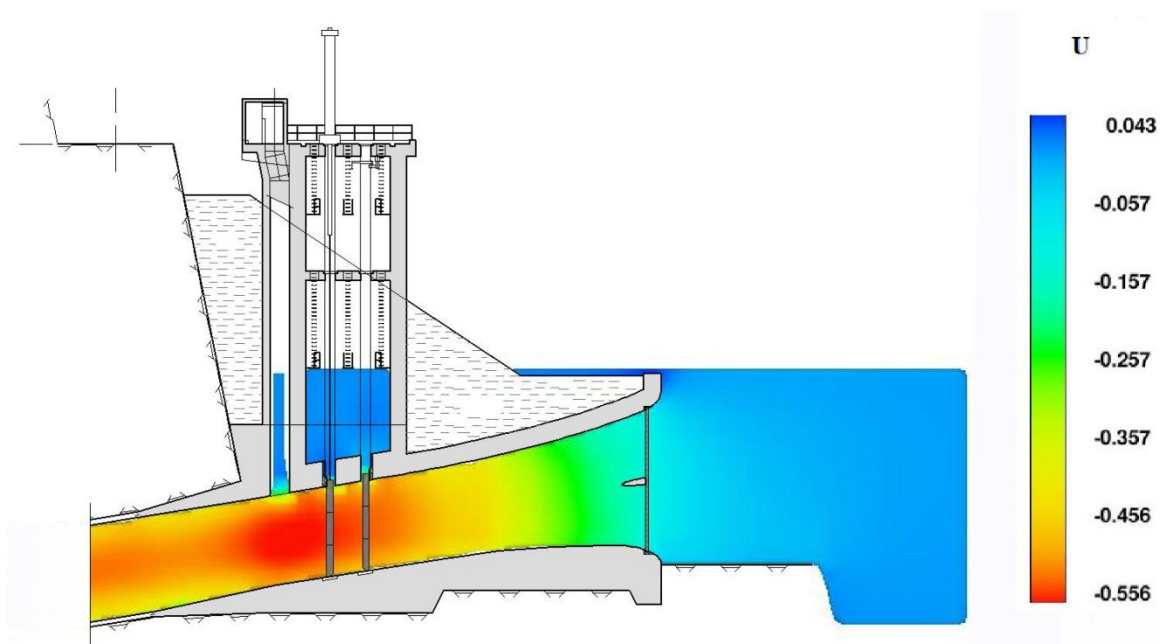


Figura 69. Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G1 para o NPA (em m/s)

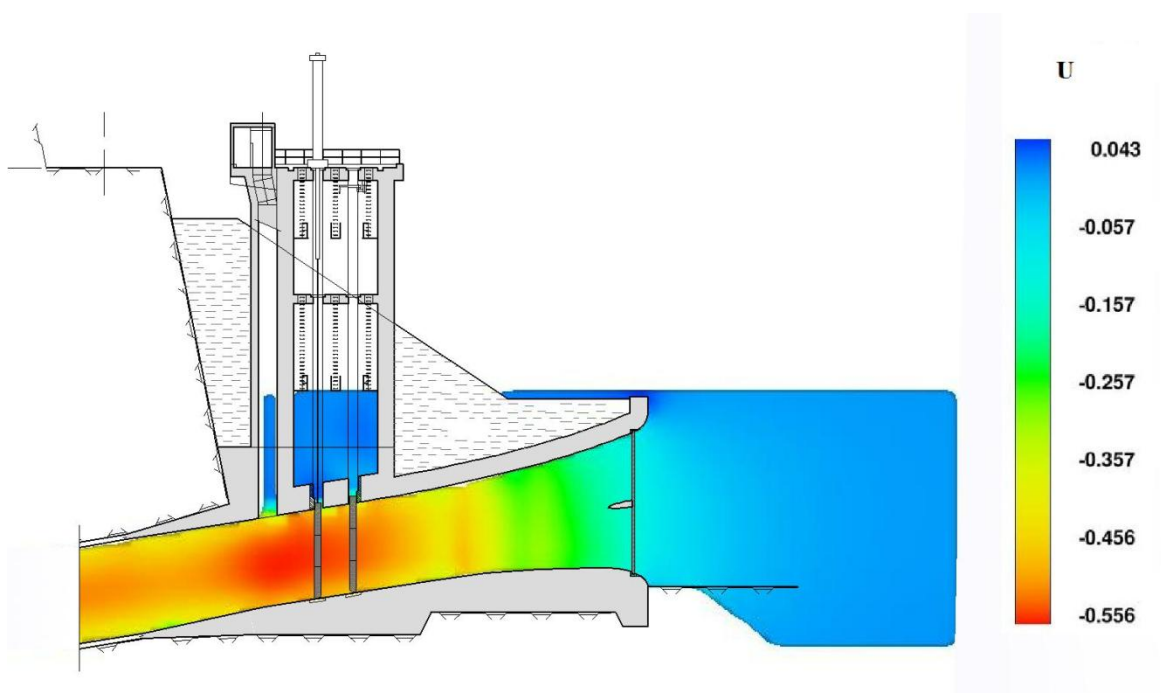


Figura 70. Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G2 para o NPA (em m/s)

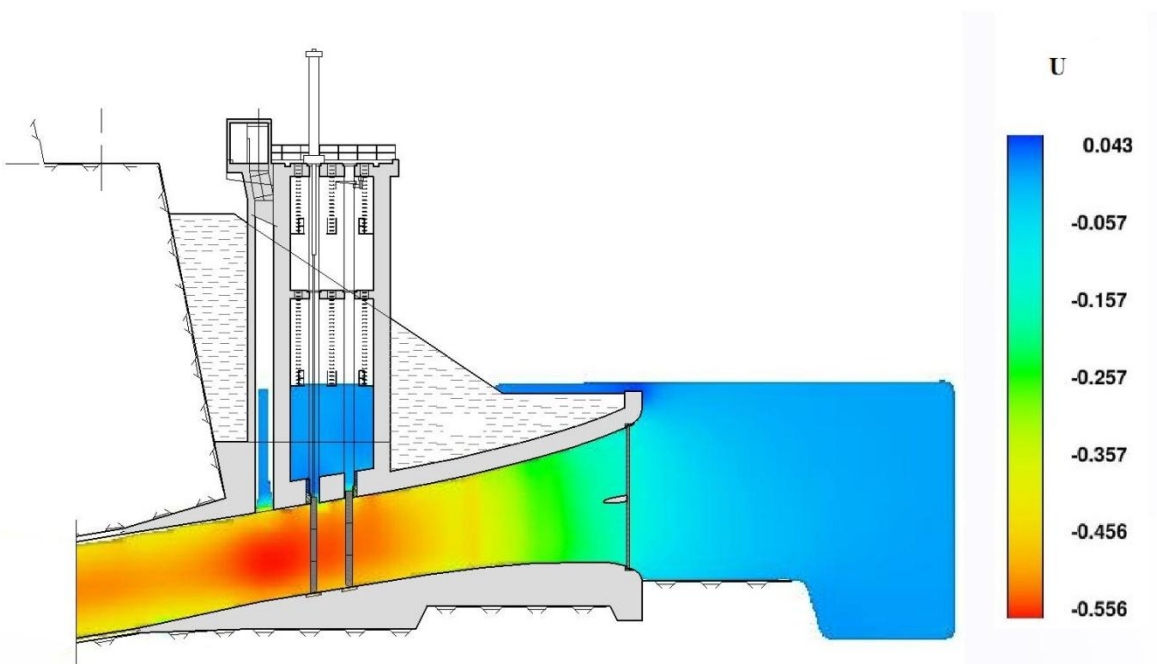


Figura 71. Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G1 para o NmE (em m/s)

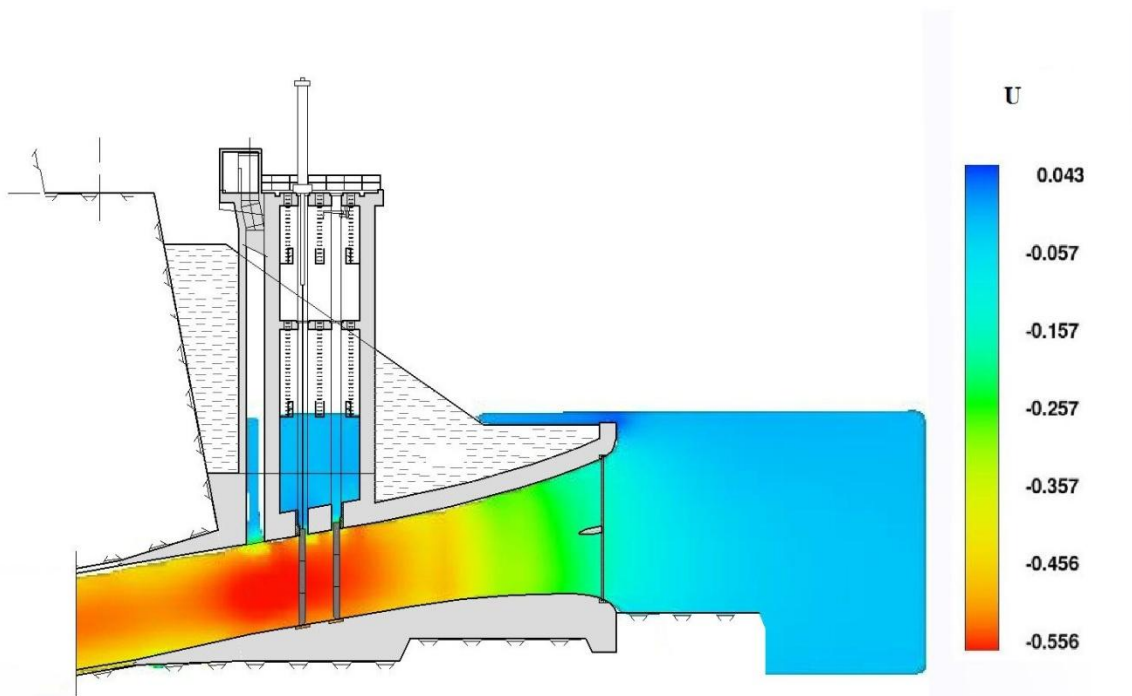


Figura 72. Campo de velocidades a meio do vão da tomada de água G2 para o NmE (em m/s)

Da observação das Figuras 63 a 72 verifica-se que o campo de velocidades para o NPA e para o NmE é muito semelhante. Na albufeira as velocidades são praticamente iguais a zero, aumentando de valor com a aproximação à tomada de água. A velocidade máxima é aproximadamente igual a 0,55 m/s e é atingida na zona das comportas, uma vez que corresponde à zona de menor secção. No entanto pode-se afirmar que o valor da velocidade no interior da tomada de água não apresenta variações muito significativas o que indica um escoamento estável.

Em relação às pressões, o plano exibido corresponde às pressões a meio vão das tomadas de água G1 e G2. Deste modo é possível analisar o campo de pressões existente a meio vão das tomadas de água para as situações NPA, NmE e nível intermédio (Figura 73 à Figura 78), onde se verifica que as pressões aumentam com a profundidade.

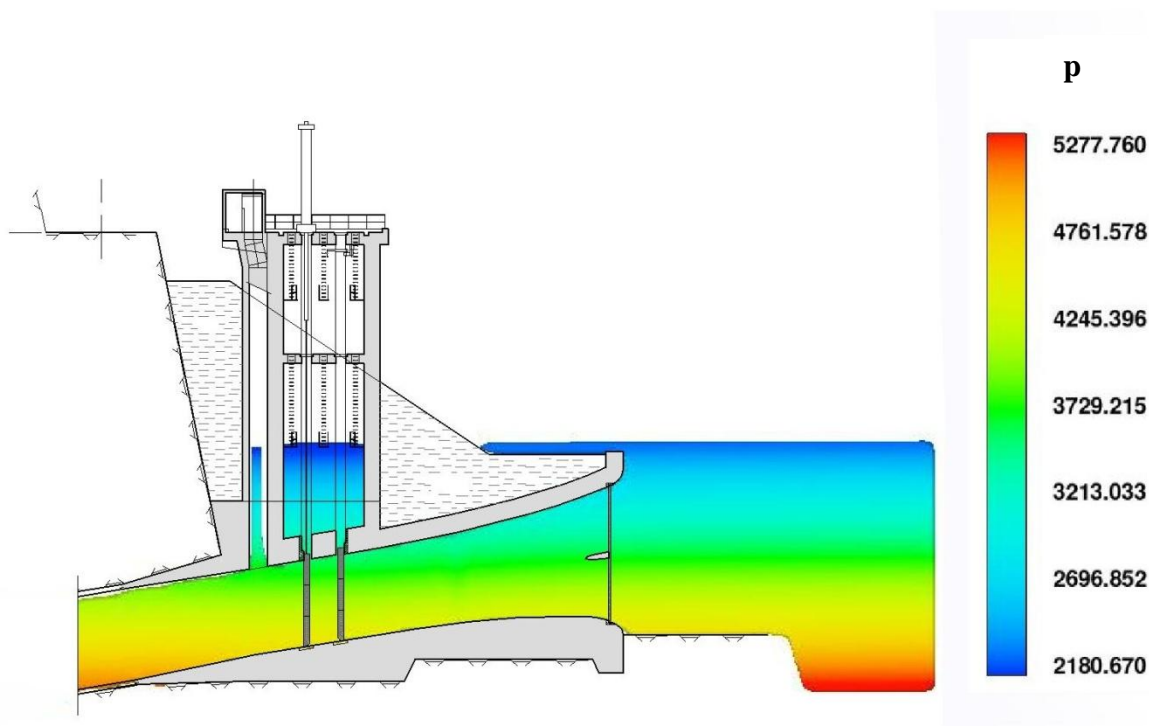


Figura 73. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o NPA (em Pa)

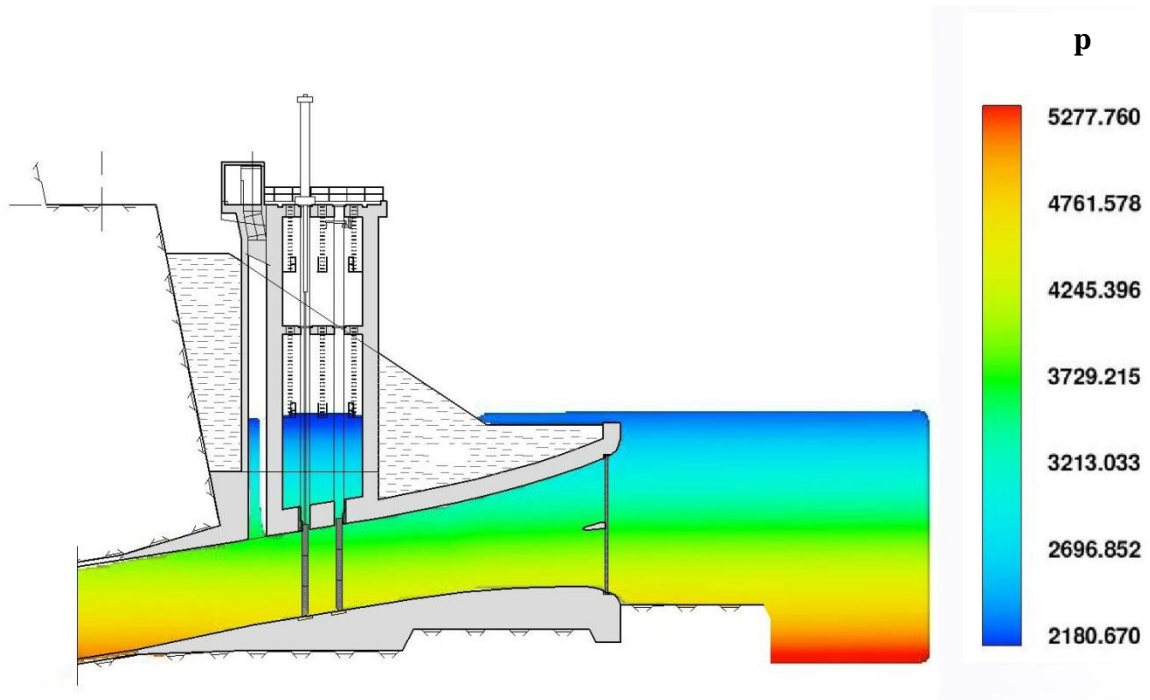


Figura 74. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o NPA (em Pa)

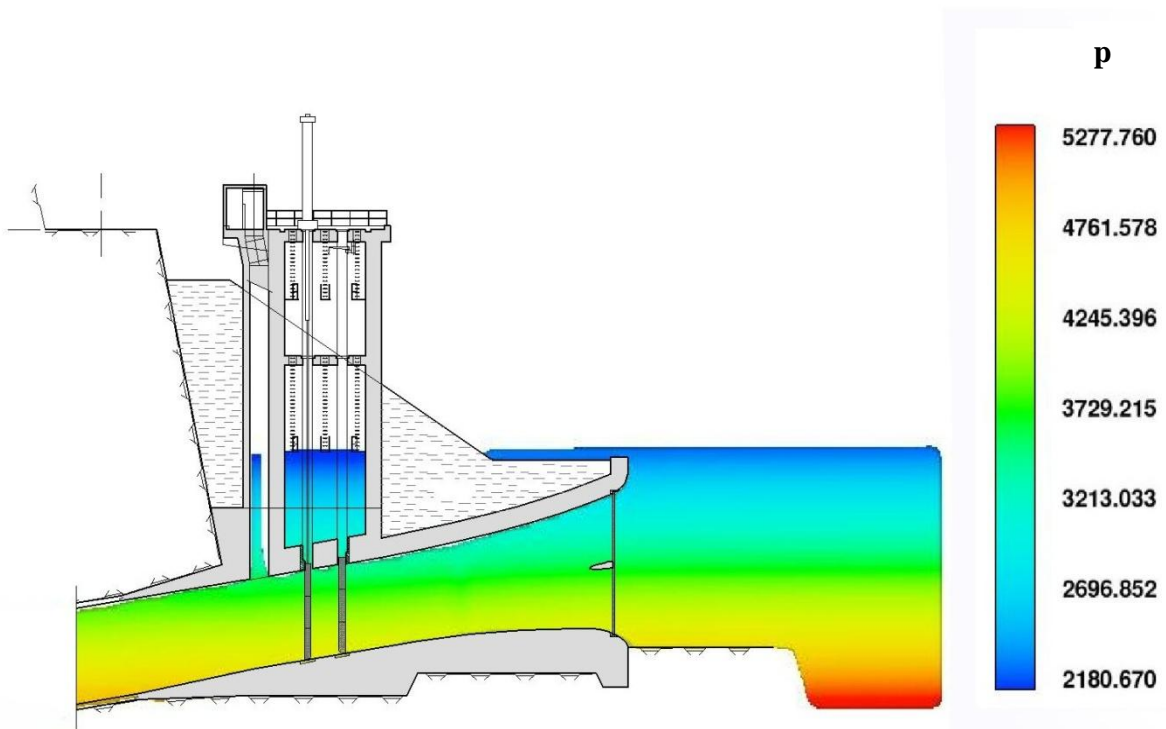


Figura 75. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o NmE (em Pa)

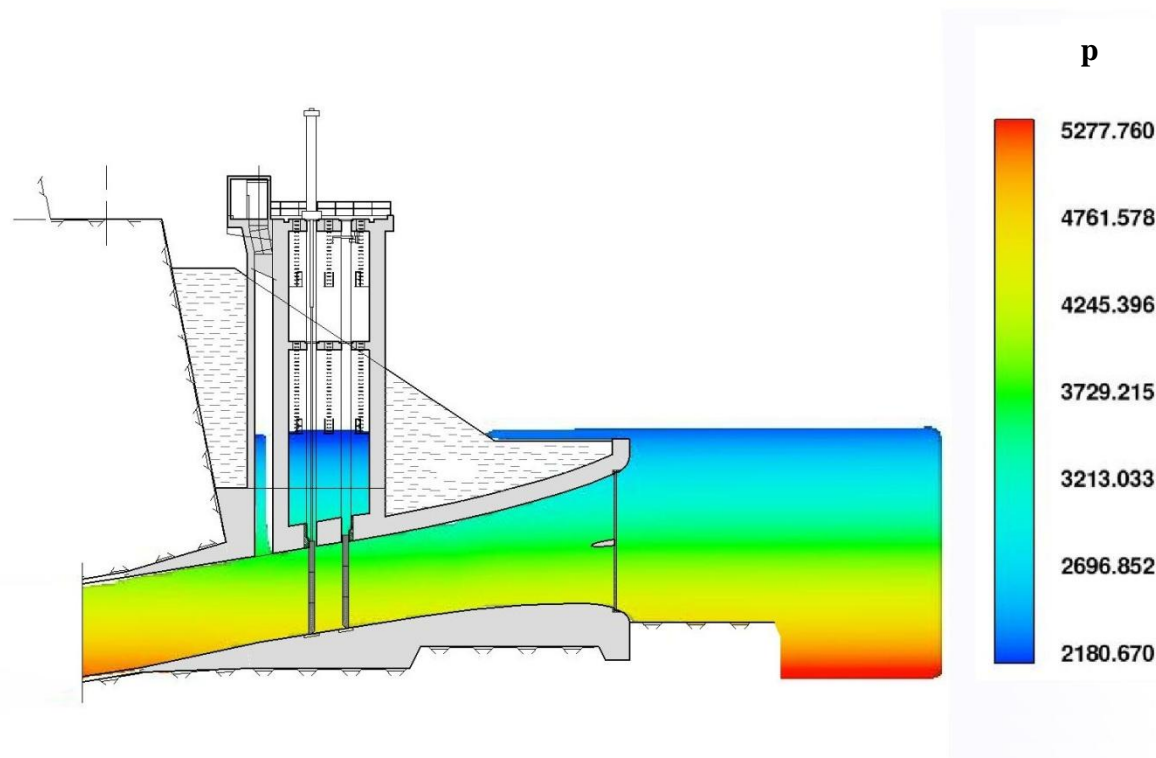


Figura 76. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o NmE (em Pa)

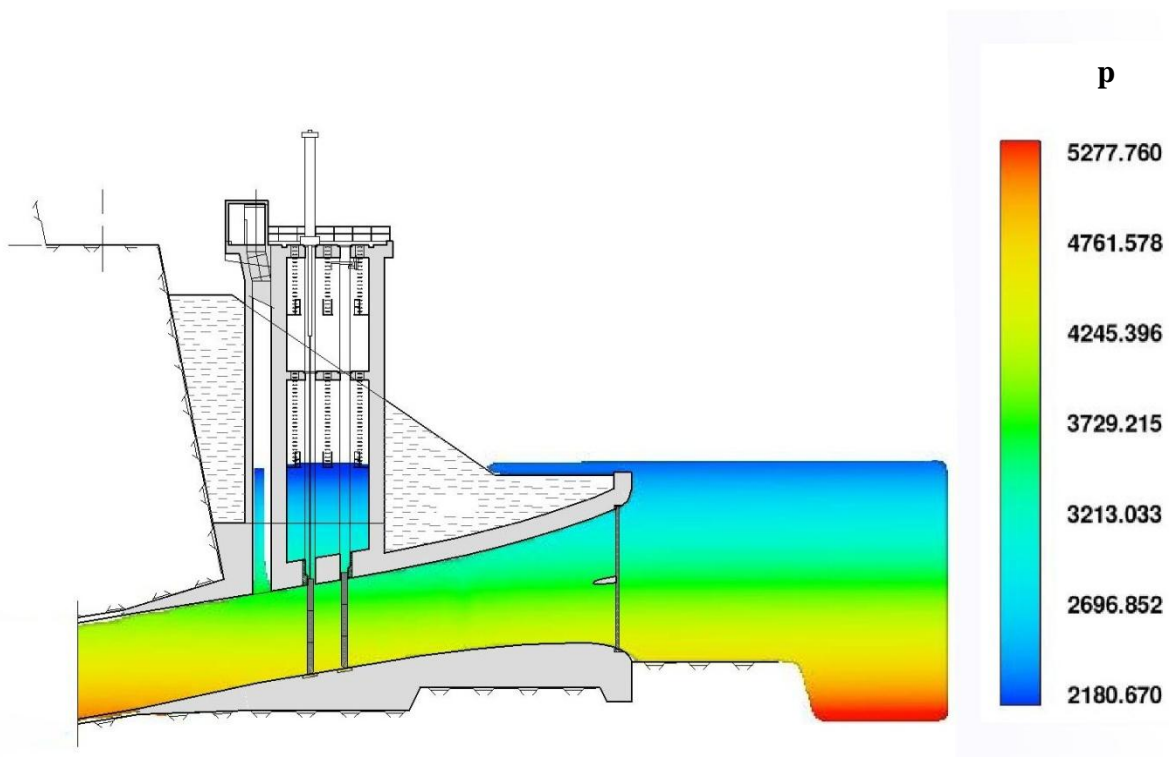


Figura 77. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G1 para o nível intermédio (em Pa)

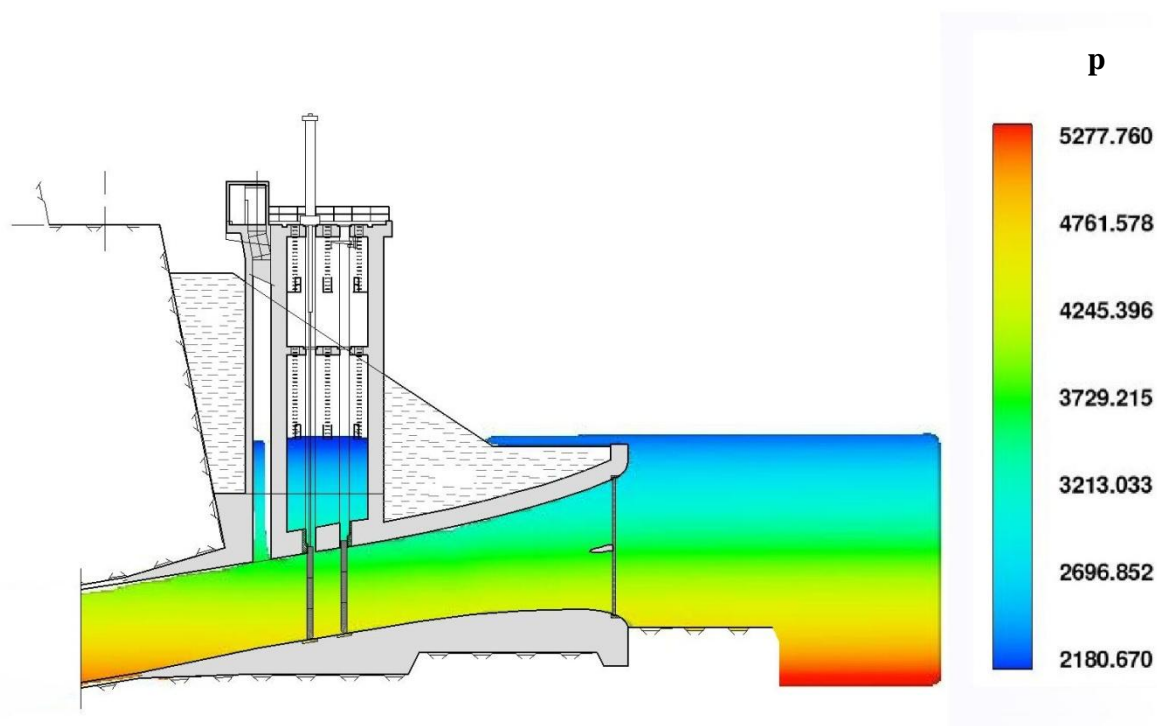


Figura 78. Campo de pressões a meio vão da tomada de água G2 para o nível intermédio (em Pa)

Nas Figuras 79 a 83 são apresentados os campos de velocidade, para a situação de NPA, na zona em curva da conduta, onde se observa uma ligeira assimetria, com velocidades ligeiramente maiores no intradorso da curva, tal como observado no subcapítulo 4.4.3.

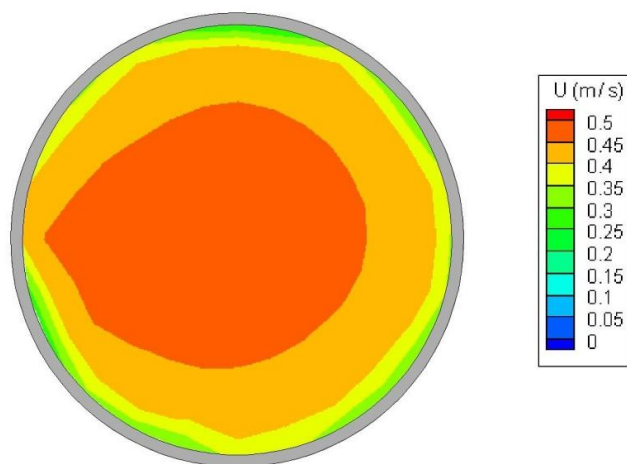


Figura 79. Campo de velocidades na secção Z1

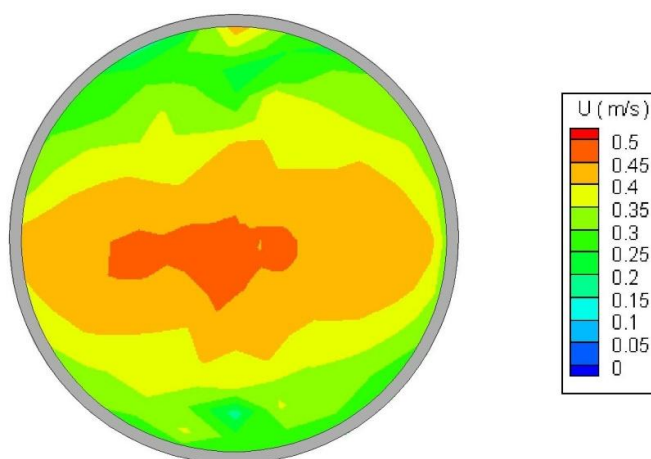


Figura 80. Campo de velocidades na secção Z2

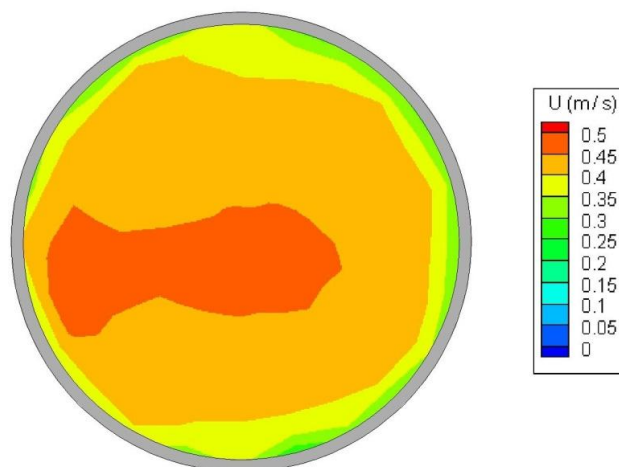


Figura 81. Campo de velocidades na secção Z3

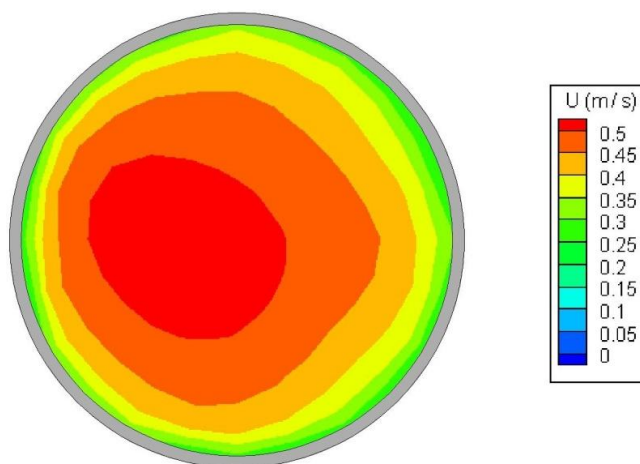


Figura 82. Campo de velocidades na secção Z4

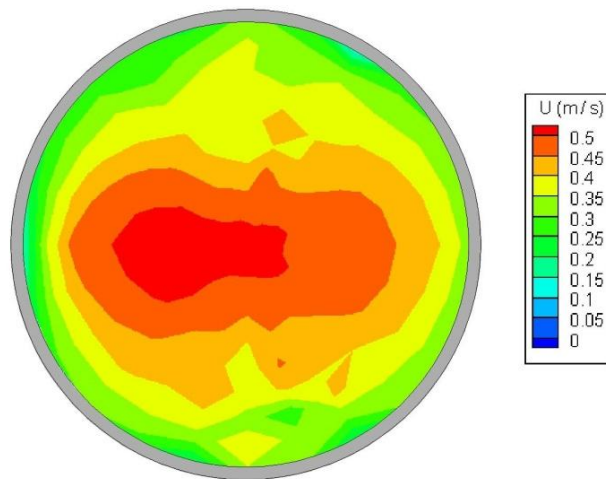


Figura 83. Campo de velocidades na secção da Z5

5. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Com o estudo desenvolvido nesta dissertação pretendeu-se caracterizar o escoamento numa tomada de água através de uma abordagem experimental e de uma abordagem numérica. Para o efeito, foi utilizado o caso prático da barragem de Foz Tua.

São, de seguida, apresentadas as principais conclusões do estudo, sendo primeiro descritas as principais conclusões decorrentes do estudo experimental e de seguida as decorrentes do estudo numérico.

Relativamente aos dados obtidos experimentalmente verificou-se que:

- As velocidades no plano das grades para o NPA revelaram um escoamento bastante uniforme, apresentando o vão central de cada uma das tomadas de água valores ligeiramente superiores. Por outro lado, para o NmE constatou-se que o escoamento se faz com alguma assimetria, ocorrendo os maiores valores da velocidade no vão lateral da tomada de água situada mais à direita, possivelmente devido à topografia circundante, que originará uma alimentação assimétrica. De referir que quer para o NPA quer para o NmE se cumprem, genericamente, os limites máximos indicados por Lencastre (1996) e Pinheiro (2006b) para a velocidade média do escoamento na aproximação às grades.
- Para verificar a ocorrência de vórtices, utilizou-se um caudal de turbinamento de $2 \times 4,42$ l/s e um outro de $2 \times 8,83$ l/s. No primeiro caso, verificou-se que, de um modo geral, o escoamento se faz sem alterações significativas, ocorrendo somente pequenos vórtices. O segundo caso corresponde a um caudal muito elevado e irrealista para permitir uma melhor visualização dos vórtices, tendo-se visualizado vórtices do tipo 3 e do tipo 4 para o NPA e NmE, respetivamente.
- Na curva da galeria as duas situações de estudo conduzem a resultados próximos. Em qualquer das situações, a velocidade diminui junto ao extradorso da curva e aumenta junto ao intradorso da mesma.
- A medição das pressões no interior da tomada de água permitiu verificar que, nessa zona, as pressões médias são sempre superiores a zero.

No que refere aos estudos através do modelo numérico verificou-se que:

- As velocidades no plano das grades são semelhantes às obtidas experimentalmente, para o NPA. No entanto, para o NmE ocorreram discrepâncias, possivelmente devido a uma diferença na representação do terreno no modelo experimental, que terá maior influência para o nível de água mais baixo.
- Não foi possível visualizar vórtices, possivelmente devido ao tipo de modelo de turbulência utilizado.
- Apesar de se ter captado os valores médios da velocidade do escoamento no interior da galeria, as assimetrias no perfil de velocidades, provocadas pela curva, praticamente não são detetadas.
- No geral, pode-se concluir que a comparação entre dados experimentais e numéricos obtidos para iguais situações de escoamento e de geometria permitiram fazer a validação do modelo numérico para reproduzir o andamento do escoamento em tomadas de água.

Da observação dos resultados da modelação numérica, que permite obter informações mais detalhadas acerca do escoamento em estudo, verificou-se que:

- O escoamento apresenta velocidades máximas junto das comportas.
- O comportamento do escoamento na entrada das tomadas de água G1 e G2 é semelhante.

No desenvolvimento deste trabalho conclui-se que o projeto de uma estrutura hidráulica como uma tomada de água pode ser realizado recorrendo a duas abordagens de estudo, experimental e numérica, uma vez que as duas se complementam mutuamente.

Constatou-se também que o modelo numérico permite a obtenção de informações num intervalo de tempo e investimento menores do que num modelo físico. Por outro lado, no modelo físico foram detetados fenómenos que o modelo numérico não detetou, como a formação de vórtices e as assimetrias no perfil de velocidades provocadas pela existência de uma curva.

Assim, conclui-se que a modelação numérica poderá ser uma ferramenta importante numa fase prévia do estudo de tomadas de água, podendo ser usada como instrumento de auxílio à tomada de

decisão. Posteriormente, as soluções selecionadas por modelação numérica deverão ser estudadas em modelo físico, quando a importância da obra assim o imponha.

No âmbito de futuras investigações, a pesquisa bibliográfica realizada sugere que ainda existem muitos tópicos por explorar no campo das tomadas de água. Como tal, é uma área que merece continuar a ser investigada no futuro.

Assim, recorrendo aos resultados experimentais obtidos no modelo físico de Foz Tua, poder-se-iam realizar novas simulações numéricas que permitiriam estudar:

- o comportamento do escoamento para funcionamento do circuito hidráulico em bombagem;
- diferentes configurações da entrada da tomada de água.
- a utilização de diferentes modelos de turbulência e verificar se haveria alteração nos resultados, sobretudo na visualização dos vórtices, já que Chen *et al.* (2012) conseguiu visualizar vórtices a partir do modelo RNG $k-\varepsilon$ do modelo de turbulência RANS e Tokay e Constantinescu (2006) a partir do modelo de turbulência LES.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASCE (1995). "*Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants*". Committee on Hydropower Intakes of the Energy Division of the American Society of Civil Engineers, EUA.
- Bermúdez, M., Puertas, J., Cea, L., Martín, A. e Baztán, J. (2012). "*Numerical simulation of the intake-outlet structures of a pumped-storage hydroelectric power plant*". *Proc. 4th International Symposium on Hydraulic Structures*. IAHR, Porto (CD-ROM).
- Bhuiyan, A. B. M. F. e Hey, R. (2007). "*Computation of three-dimensional flow field created by weir-type structures*". *Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics*. Vol 1, No. 4, 350-360.
- Bombardelli, F. A., García, M. H. e Caisley, M. E. (2000). "*2-D and 3-D Numerical Simulation of Abrupt Transitions in Open-Channel Flows. Application to the design of canoe chutes*". *Proc. 4th International Conference on Hydroinformatics*. IAHR, Iowa, EUA (CD-ROM).
- Bombardelli, F. A., Meireles, I. e Matos, J. (2011). "*Laboratory measurements and multi-block numerical simulations of the mean flow and turbulence in the non-aerated skimming flow region of steep stepped spillways*". *Environmental Fluid Mechanics*. Vol 11, No. 3, 263-288.
- Brito, M. G. (2010). "*Simulação numérica de tomadas de água*". *Dissertação de Mestrado*, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal.
- Brunella, S., Hager, W. H. e Minor, H.-E. (2003). "*Hydraulics of Bottom Rack Intake*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 129, No. 1, 1- 9.
- BUREC (1987). "*Design of Small Dams*". *A Water Resources Technical Publication*. U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Washington D. C., EUA.
- Chatila, J. e Tabbara, M. (2004). "*Computational modeling of flow over an ogee spillway*". *Computers & Structures*. Vol 82, No. 22, 1805-1812.

- Chen, Q., Dai, G. e Liu, H. (2002). "Volume of Fluid Model for Turbulence Numerical Simulation of Stepped Spillway Overflow". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 128, No. 7, 683-688.
- Chen, Y., Wu, C., Wang, B. e Du, M. (2012). "Three-dimensional Numerical Simulation of Vertical Vortex at Hydraulic Intake". *International Conference on Modern Hydraulic Engineering*, Procedia Engineering 28, 55-60.
- Chen, Z., Ettema, R. e Lai, Y. (2004). "Ice-Tank and Numerical Study of Frazil Ingestion by Submerged Intakes". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 130, No. 2, 101 - 111.
- Cheng, X., Luo, L., Zhao, W. e Li, R. (2004). "Two-phase flow simulation of aeration on stepped spillway". *Progress in Natural Science*. Vol 14, No. 7, 626-630.
- Chevallier, P. (2003). "Aquisição e Processamento de Dados". *Hidrologia: Ciência e Aplicação*. UFRGS/ABRH, Brasil.*
- Clark, S. P., Tsikata, J. M. e Haresign, M. (2010). "Experimental study of energy loss through submerged trashracks". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 48, No. 1, 113 - 118.
- Daly, S. e Ettema, R. (2006). "Frazil Ice Blockage of Water Intakes in the Great Lakes". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 132, No. 8, 814 - 824.
- Dargahi, B. (2006). "Experimental Study and 3D Numerical Simulations for a Free-Overflow Spillway". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 132, No. 9, 899-907.
- Edwards, S., Dembeck, J., Pease, T., Skelly, M. e Rengert, D. (1988). "Effectiveness of Angled-Screnn Intake System". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 114, No. 6, 626 - 640.
- EHR. Tomada d'Água, UFMG, Disponível em: www.ehr.ufmg.br/docsehr/posgrad190.pdf, (Consultado a: 9/11/2011).
- ESHA (2004). "Guide on How to Develop a Small Hydropower Plant". ESHA.
- Ferreira, L. M. C. e Genovez, A. I. B. (2001). "Critérios de semelhança na formação de vórtices em tomadas d' água verticais". *Proc. XIV Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos e V Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos*.

- Ferreira, L. M. C. e Genovez, A. I. B. (2005). "*Submergência mínima em tomadas d' água verticais*". *Ingenieria del agua*. Vol 12, No. 2, 111 - 115.
- Ferziger, J. e Peric, M. (2002). "*Computational methods for fluid dynamics*". Springer.
- Flow Science (2009). "*FLOW-3D User's Manual, Version 9.3*", Los Alamos, Novo México, EUA.
- Gil, L., Brito, M., Didier, E. e Jorge, B. (2011). "*Simulação numérica de tomadas de água utilizando as equações RANS*". *Proc. CIBEM 10*, Porto, Portugal.
- Gorbachev, S. I., Maksimovich, V. A., Saranchev, V. O. e Semenov, V. M. (2007). "*Hybrid modelling of vortex formation at the Boguchany intake*". *International Journal on Hydropower & Dams*. Vol 14, No. 3, 64-70.
- Gordon, J. L. (1970). "*Vortices at Intakes*". *Water Power*. Vol, No., 137-138.
- Groeneveld, J., Sweeney, P., Mannheim, C., Simonsen, C., Fry, S. e Moen, K. (2007). "*Comparison of intake pressures in physical and numerical models of the Cabinet Gorge dam tunnel*". *Waterpower XV*.
- Gulliver, J. S. e Rindels, A. J. (1987). "*Weak vortices at vertical intakes*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 113, No. 9, 1101 - 1116.
- Hecker, G. E. (1987). "*Conclusions to Swirling Flow Problems at Intakes*". *Swirling flow problems at intakes*. A. Balkema, IAHR Hydraulic Structures Design Manual, Roterdão, Holanda, 139 - 155.
- Hirt, C. W. e Nichols, B. D. (1981). "*Volume of Fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries*". *Journal of Computational Physics*. Vol 39, No. 1, 201-225.
- Hirt, C. W. e Silician, J. M. (1985). "*A porosity technique for the definition of obstacles in rectangular cell meshes*". *Proc. 4th Int. Conf. Ship Hydro.*, National Academy of Science, Washington, DC, EUA.
- Ho, J., Coonrod, J., Gill, T. e Mefford, B. (2010). "*Case Study: Movable Bed Model Scaling for Bed Load Sediment Exclusion at Intake Structure on Rio Grande*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 136, No. 4, 247 - 250.
- Hydraulic Institute, H. (1998). "*American National Standard for Pump Intake Design*". ANSI/HI, Parsippany, N J, EUA.

- Idel'Cik, I. E. (1969). "*Mémento des Pertes de Charge*". Eyrolles, Paris, França, 2ª Edição.
- Khan, L. A., Wicklein, E. A., Rashid, M., Ebner, L. L. e Richards, N. A. (2004). "*Computational fluid dynamics modeling of turbine intake hydraulics at a hydropower plant*". *Journal of Hydraulic Research*. Vol 42, No. 1, 61-69.
- Knauss, J. (1987). "*Swirling flow problems at intakes*". IAHR, Roterdão, Holanda.
- Lencastre, A. (1996). "*Hidráulica Geral*". Edição do autor, Lisboa, Portugal.
- Levin, L. (1968). "*Formulaire des conduits forcées, oleoducs et conduits d'aeration*". Dunod, Paris, França.
- Li, S., Silva, J. M., Lai, Y., Weber, L. J. e Patel, V. C. (2006). "*Three-dimensional simulations of flows in practical water pump intakes*". *Journal of Hydroinformatics*. Vol 8, No. 2, 111-124.
- Meireles, I. (2011). "*Hydraulics of stepped chutes: experimental-numerical-theoretical study* ", Tese de Doutorado, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- Michell, F., Ettema, R. e Muste, M. (2006). "*Case Study: Sediment Control at Water Intake for Large Thermal-Power Station on a Small River*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 132, No. 5, 440 - 449.
- Motta, V. F. (1972). "*Curso da teoria da semelhança*". Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil.
- Nakayama, A. e Hisasue, N. (2010). "*Large Eddy Simulation of Vortex Flow in Intake Channel of Hydropower Facility*". *Journal of Hydraulic Research*. Vol 48, No. 4, 415-427.
- Neary, V. S., Sotiropoulos, F. e Odgaard, A. J. (1999). "*Three-Dimensional Numerical Model of Lateral-Intake Flows*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 125, No. 2, 126-140.
- Novak, P., Moffat, A. I. B., Nalluri, C. e Narayanan, R. (2007). "*Hydraulic Structures*". Taylor & Francis, Nova Iorque, EUA, 4ª Edição.
- Padmanabhan, M. e Hecker, G. E. (1983). "*Scale effects in pump sump models*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 110, No. 11, 1540 - 1556.

- Pennino, B. J. e Hecker, G. E. (1980). "*A Synthesis of Model Data for Pumped Storage Intake*". *Proc. American Society of Mechanical Engineers Fluids Conference*, Chicago, EUA.
- Pereira, R., Neto, A. e Tucci, C. (2003). "*Princípios da Hidrometria*", UFRG/Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Porto Alegre, Brasil.
- Pinheiro, A. N. (2001). "*Descargas de fundo*". *Curso de exploração e segurança de barragens*, INAG, Lisboa, Portugal.
- Pinheiro, A. N. (2006a). "*Folhas de apoio à disciplina de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos. Obras de dissipação de energia*", IST, Lisboa, Portugal.
- Pinheiro, A. N. (2006b). "*Folhas de apoio à disciplina de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos. Tomadas de Água em Albufeiras.*", IST, Lisboa, Portugal.
- Pinheiro, A. N. (2007). "*Folhas de apoio à disciplina de Estruturas e Aproveitamentos Hidráulicos. Descarregadores de cheias em canal de encosta*", IST, Lisboa, Portugal.
- Prosser, M. J. (1977). "*The Hydraulic Design of Pump Sumps and Intakes*". British Hydromechanics Research Association, BHRA, Cranfield, Bedford, Reino Unido.
- Quintela, A. C. (1990). "*Folhas de apoio à disciplina de Estruturas Hidráulicas. Estruturas Hidráulicas - Parte 1: Barragens*", IST, Lisboa, Portugal.
- Quintela, A. C. (2007). "*Hidráulica*". Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal.
- Quintela, A. C. e Pinheiro, A. N. (1987). "*Tomadas de água e derivações em pequenos aproveitamentos hidroeléctricos sem albufeira*", CEHIDRO - Centro de estudos de hidrossistemas, IST, Lisboa, Portugal.
- Rajendran, V. P., Constantinescu, S. G. e Patel, V. C. (1999). "*Experimental Validation of Numerical Model of Flow in Pump-Intake Bays*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 125, No. 11, 1119-1125.
- Ramos, C. M. (s.d.). "*Tomadas de água em captações superficiais*", LNEC, Lisboa, Portugal.
- Ramos, C. M. e Saraiva, J. A. G. (1981). "*Dimensionamento de Grades de Protecção de Circuitos Hidráulicos*", LNEC, Lisboa, Portugal.

- Ramos, H. (2000). "*Guidelines for Design of Small Hydropower Plants*". WREAN (Western Regional Energy Agency and Network) and DED (Department of Economic Development - Energy Division). Belfast, Irlanda do Norte.
- Ramos, H. e Almeida, A. B. (2000). "*Modelação Computacional de Tomada de água do Tipo Tirolês e Estruturas de Controlo de Caudal*". *Recursos Hídricos*. Vol 21, No. 2, 53 - 61.
- Righetti, M. e Lanzoni, S. (2008). "*Experimental Study of the Flow Field over Bottom Intake Racks*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 134, No. 1, 15 - 22.
- Roberge, J. A. (1999). "*Use of Computational Fluid Dynamics (CFD) to model flow at pump intakes*", Worcester Polytechnic Institute.
- Rodi, W. (1984) "Turbulence models and their application in hydraulics." State-of-the-Art Paper, IAHR.
- Ruether, N., Sing, J. M., Olsen, N. R. B. e Atkinson, E. (2005). "*3-D computation of sediment transport at water intakes*". *Water Managment*. 158, 1-8.
- Sarkardeh, H., Zarrati, A. R. e Roshan, R. (2010). "*Effect of intake head wall and trash rack on vortices*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 48, No. 1, 108 - 112.
- Savage, B. M. e Johnson, M. C. (2001). "*Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 127, No. 8, 640-649.
- Schleiss, A. (2006). "*Barrages*". École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suíça.
- Song, C. C. S. e Zhou, F. (1999). "*Simulation of free surface flow over spillway*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 125, No. 9, 959-967.
- Sousa, V., Matos, J. S. e Silva, J. S. (2012). "*Aplicação da modelação numérica à avaliação do desempenho hidráulico de componentes de estações de tratamento de águas residuais: O caso de um grande sistema de saneamento em Portugal*". *Proc. XV SILUBESA - Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental*, Belo Horizonte, Brasil, 18-22 Março.
- Suerich-Gulick, F., Gaskin, S., Villeneuve, M. e Holder, G. (2006). "*Experimental and numerical analysis of free surface vortices at hydropower intake*". *Proc. 7th International Conference on Hydrosience and Engineering*, Filadélfia, EUA.

- Tabbara, M., Chatila, J. e Awwad, R. (2005). "*Computational simulation of flow over stepped spillways*". *Computers & Structures*. Vol 83, No. 27, 2215-2224.
- Tokay, T. E. e Constantinescu, S. G. (2006). "*Validation of a Large-Eddy Simulation Model to Simulate Flow a Pump Intakes of Realistic Geometry*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 132, No. 12, 1303 - 1315.
- Versteeg, H. e Malalasekera, W. (2007). "*An Introduction to Computational Fluid Dynamics: The Finite Volume Method*". Pearson Education Limited, Reino Unido. 2ª Edição.
- WCD (2000). "*Dams and development. A new framework for decision-making*", The World Commission on Dams, Earthscan, Londres, Reino Unido.
- Wei, G. (2005). "*A fixed-mesh method for general moving objects*". *Flow Science, Inc.*, FSI-05-TN73.
- Wendt, J. (2009). "*Computational fluid dynamics: an introduction*". Springer, 3ª Edição.
- Werth, D. e Frizzell, C. (2009). "*Minimum pump submergence to prevent surface vortex formation*". *Journal of Hydraulic Research*. Vol 47, No. 1, 141 - 144.
- Ye, M., Wu, C. e Zhou, Q. (2006). "*Case Study of an S-Shaped Spillway Using Physical and Numerical Models*". *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol 132, No. 9, 892-898.

*Artigo não consultado diretamente