



UNIVERSIDADE DE ÉVORA



Vazão em soleiras controladas ou não por comportas

Carlos Otero Águas da Silva

Tese apresentada à Universidade de Évora
para obtenção do Grau de Doutor em Ciências Agrárias e Ambientais

Orientador *Professor Doutor Manuel Rijo*

Julho de 2016



INSTITUTO DE INVESTIGAÇÃO E FORMAÇÃO AVANÇADA



UNIVERSIDADE DE ÉVORA

Instituto de Investigação e Formação Avançada



Vazão em soleiras controladas ou não por comportas

Carlos Otero Águas da Silva

Orientação *Professor Doutor Manuel Rijo*

Ciências Agrárias e Ambientais

Tese de doutoramento

Julho de 2016

Agradecimentos

Ao Professor Doutor Manuel Rijo, o orientador desta tese, por todas orientações e sugestões, palavras de incentivo, pelo apoio incondicional, pela confiança depositada em mim e muito especialmente por ter estado sempre do meu lado para ultrapassar todos os obstáculos encontrados ao longo deste percurso.

À Sra. Vice-reitora Professora Doutora Maria Filomena Mendes e ao Professor Doutor Gottlieb Basch pela sua intervenção para que esta tese pudesse ser entregue para defesa na Universidade de Évora.

À Universidade de Évora, pelas condições e meios disponibilizados.

Aos funcionários da Universidade de Évora: Eng^o Rodrigo e Sr. Custódio pela prontidão que sempre tiveram para ajudar nas questões operacionais relacionadas com o canal laboratorial.

Ao Sr. Joaquim Valério, nos trabalhos de serralharia, pela sua habilidade e paciência na elaboração das soleiras utilizadas nos ensaios experimentais dos canais laboratorial e experimental.

Finalmente, aos Professores João Lemos e Luís Rato e ao bolseiro José Duarte, pelo suporte na aquisição dos dados do canal experimental.

Resumo

Os controladores de caudal, normalmente implementados em sistemas *Supervisory control and data acquisition* (SCADA), apresentam uma grande relevância no controlo automático de canais de adução. Para garantir que os controladores de caudal sejam fiáveis em todo o seu domínio de funcionamento (em situações de escoamento com ressalto livre ou submerso e de transição entre escoamentos com ressalto livre e ressalto submerso) foram comparados os resultados dos ensaios experimentais com diferentes métodos de cálculo da vazão em comportas e/ou sobre soleiras.

O programa de ensaios foi realizado nos canais laboratorial e experimental da Universidade de Évora. Foram realizados ensaios em comportas planas verticais e em soleiras do tipo *Waterways Experiment Station* (WES) controladas ou não por comportas planas verticais. Em ambos os casos, foram contempladas as situações de escoamento com ressalto livre e submerso.

Os resultados obtidos mostram que: a) para as comportas, o método Rajaratnam e Subramanya (1967a) conduz a bons resultados com um erro percentual médio absoluto $MAPE < 1\%$ para o escoamento com ressalto livre e $MAPE < 4\%$ para o submerso; a transição entre escoamentos foi identificada corretamente por este método; b) para as soleiras, obtiveram-se bons resultados para o escoamento com ressalto livre para o método USACE (1987), com $MAPE < 2\%$, e para o submerso através do método Alves e Martins (2011), com $MAPE < 5\%$; a transição entre escoamentos pode ser considerada adequada de acordo com a curva experimental de Grace (1963); c) para soleiras controladas por comporta, conseguiram-se bons resultados para o escoamento com ressalto livre recorrendo à equação dos orifícios de pequenas dimensões, com $MAPE < 1,5\%$, e para o submerso com a equação dos orifícios totalmente submersos com $MAPE < 1,6\%$; em ambos os casos foi necessária a calibração do coeficiente de vazão; a transição entre escoamentos foi adequada pelo método de Grace (1963).

Com base nos resultados obtidos, foi possível definir um algoritmo de vazão generalizado para comportas e/ou soleiras que permite a determinação da vazão para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso incluindo a transição entre escoamentos.

Palavras-chave: Equações de vazão, soleira espessa do tipo WES, ressalto hidráulico livre e ressalto hidráulico submerso, comporta, comporta plana vertical.

Abstract

Discharge over weirs controlled or not by sluice gates

Flow controllers, usually implemented in Supervisory Control and Data Acquisition (SCADA) systems, are very important in the automatic control of irrigation canal systems. To ensure that flow controllers are reliable for the entire operating range (free or submerged flow and flow transitions) the experimental results were compared with different methods of flow measurement for gates and/or weirs.

The test program was conducted in the laboratory flume and in the automatic canal of the University of Évora. Tests were carried in sluice gates and in broad-crested weirs controlled or not by sluice gate. In both cases free and submerged flow conditions were analyzed.

The results show that: a) for the sluice gates, the method of Rajaratnam e Subramanya (1967a) leads to good results with a mean absolute percentage error (MAPE) $< 1\%$ for free flow and MAPE $< 4\%$ for submerged flow. The transition between flows is correctly identified by this method; b) for the uncontrolled weir, good results were obtained for free flow with the method USACE (1987) with MAPE $< 2\%$, and for submerged flow by the method Alves e Martins (2011) with MAPE $< 5\%$. The transition between flows can be accurately defined by the experimental curve of Grace (1963); c) for the controlled weir, good results were achieved for the free flow with the small orifice equation with MAPE $< 1.5\%$ and for submerged flow with the submerged orifice equation with MAPE $< 1.6\%$; in both cases the calibration of the discharge coefficient is needed. The transition between flows can be accomplished through Grace (1963) method.

Based on the obtained results, it was possible to define a generalized flow algorithm for gates and/or weirs that allows flow determination for free and submerged flow conditions including the transition between flows.

Keywords: Broad-crested weir, flow equations, free and submerged hydraulic jump, gate, sluice gate.

Índice

Resumo	i
Abstract	iii
Lista de Figuras	xv
Lista de Tabelas	xx
Simbologia	xxi
Acrónimos	xxiii
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos	4
1.3 Organização dos conteúdos	5
2 Orifícios e soleiras	7
2.1 Análise dimensional, semelhança e modelos	7
2.2 Comporta plana vertical	13
2.2.1 Princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total	16
2.2.2 Orifícios	33
2.2.3 Análise dimensional	36
2.3 Soleiras descarregadoras	39
2.3.1 Soleira espessa	40
2.3.2 Soleira delgada	46
2.3.3 Soleira do tipo WES	50
2.4 Soleira controlada por comporta	65
3 Instalações e equipamento	79
3.1 Canal laboratorial de declive variável	79
3.1.1 Descrição geral	79

3.1.2	Determinação da vazão	80
3.1.3	Comporta plana vertical	86
3.1.4	Soleiras do tipo WES	87
3.2	Canal Experimental Automático	88
3.2.1	Descrição geral	88
3.2.2	Medidor de nível ultrassônico	92
3.2.3	Bomba auxiliar	93
3.2.4	Soleiras do tipo WES	94
3.3	Dados de canais protótipos	95
4	Resultados	97
4.1	Introdução	97
4.2	Descritores estatísticos usadas	97
4.3	Incerteza da medição	100
4.3.1	Canal laboratorial de declive variável	105
4.3.2	Canal experimental automático	108
4.4	Comporta plana vertical	111
4.4.1	Escoamento livre	114
4.4.2	Escoamento submerso	130
4.4.3	Discussão dos resultados	147
4.5	Soleira do tipo WES	166
4.5.1	Escoamento livre	166
4.5.2	Escoamento submerso	173
4.5.3	Discussão dos resultados	181
4.6	Soleira controlada por comporta	188
4.6.1	Escoamento livre	188
4.6.2	Escoamento submerso	198
4.6.3	Discussão dos resultados	204
4.7	Algoritmo de vazão generalizado	210
5	Conclusões e trabalho futuro	215
	Referências bibliográficas	219
A	Canal laboratorial de declive variável	235
B	Canal experimental automático	237

Lista de Figuras

2.1.1	Formação da camada limite ao longo de uma placa fina	10
2.1.2	Escoamento com superfície livre com desenvolvimento de nova camada limite	11
2.1.3	Relação entre a abertura relativa da comporta e o coeficiente de vazão	12
2.2.1	Comportas convencionais	14
2.2.2	Escoamento sob comporta plana vertical, na situação de: a) ressalto livre; b) ressalto submerso	15
2.2.3	Transição entre escoamentos com ressalto livre e submerso em comportas planas verticais para diferentes valores de C_c	20
2.2.4	Variação do C_c em função da abertura relativa e do grau de submersão	21
2.2.5	Ábaco de Henry	22
2.2.6	Ábaco de Henry com as equações de Swamee	25
2.2.7	Variação do C_V em função de a/h_1	26
2.2.8	Ajustamento relativo da energia necessário para aplicar a equação da energia específica do escoamento livre ao escoamento submerso	30
2.2.9	Orifício retangular de grandes dimensões	33
2.2.10	Transição entre escoamento livre e submerso	38
2.3.1	Descarregador de soleira espessa	41
2.3.2	Valores do coeficiente de velocidade, C_v , para descarregadores de soleira espessa com secção retangular	42
2.3.3	Padrão do escoamento em soleiras espessas de aresta viva a montante, para diferentes h_1/e	43
2.3.4	Limite modular em descarregadores de soleira espessa	44
2.3.5	Fator de redução da vazão, em função do grau de afogamento, para diferentes tipos de soleira	45
2.3.6	Perfil da lâmina líquida num descarregador de soleira delgada (Bazin)	47
2.3.7	Fator de redução da vazão, em função do grau de afogamento, para soleiras delgadas retangulares sem contração lateral	49
2.3.8	Soleira retilínea	51

2.3.9	Variação de $p/(\gamma H_d)$ em função de X/H_d para perfil do tipo WES, com aresta viva e com eliminação da aresta viva de transição entre os dois parâmetros	53
2.3.10	Coefficiente de vazão para soleiras do tipo WES em função de H_1/H_d	55
2.3.11	Coefficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da profundidade a montante.	57
2.3.12	Coefficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da carga hidráulica	58
2.3.13	Coefficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da inclinação do paramento de montante	58
2.3.14	Limites para a zona de risco de cavitação	59
2.3.15	Soleira do tipo WES instalada no canal experimental: efeito da contração lateral nas linhas de corrente	61
2.3.16	Coefficiente de redução da vazão de soleiras do tipo WES. Influência do nível e da cota da soleira a jusante	62
2.3.17	a) Soleira submersa; b) Soleira com ressalto livre a jusante	63
2.3.18	Limite modular para soleiras do tipo WES	64
2.4.1	Comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES	66
2.4.2	Soleiras controladas por comporta para escoamento com ressalto livre: coeficiente de vazão a utilizar na Eq. 2.2.43	69
2.4.3	Transição entre os escoamento livre e submerso em soleiras controladas por comportas	72
2.4.4	C_V para soleiras controladas por comporta de segmento ou comporta plana vertical, na situação de ressalto submerso por jusante	76
3.1.1	Canal de declive variável	80
3.1.2	Descarregador triangular de 90° em acrílico	81
3.1.3	Descarregador triangular - características geométricas	81
3.1.4	Valores de K_h em função do ângulo do descarregador	83
3.1.5	Coefficiente de vazão C_V em função do ângulo para descarregador com contração completa	83
3.1.6	C_V em função h/p e p/B para um descarregador triangular com um ângulo de 90°	84
3.1.7	Caudalímetro ultrassônico TDS-100M: condicionador de sinal equipado com teclado e LCD	85
3.1.8	Caudalímetro ultrassônico TDS-100M: transdutores ultrassônicos instalados	86
3.1.9	Caudalímetro ultrassônico TDS-100M: posicionamento dos transdutores	87
3.1.10	Comporta plana vertical	87
3.1.11	Soleiras do tipo WES instaladas no canal laboratorial	88
3.2.1	Vista geral do canal experimental	89
3.2.2	Sinóptico SCADA	90
3.2.3	Comporta 1: a) antes da alteração; b) depois da alteração	91
3.2.4	Medidor de nível ultrassônico	92
3.2.5	Bomba auxiliar	93
3.2.6	Soleiras do tipo WES instaladas no canal experimental	94

4.3.1	Incerteza expandida estimada para o descarregador triangular instalado no canal laboratorial	106
4.3.2	Incerteza expandida estimada para a comporta plana vertical instalada no canal laboratorial	107
4.3.3	Incerteza expandida estimada para a soleira do tipo WES instalada no canal laboratorial	108
4.3.4	Incerteza expandida estimada para a comporta plana vertical instalada no canal experimental	110
4.3.5	Incerteza expandida estimada para a soleira do tipo WES instalada no canal experimental	111
4.4.1	Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso na comporta do canal laboratorial	112
4.4.2	Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para a situação de escoamento com ressalto livre nas comportas do Vale do Sorraia (Estação Montalvo EM1, Estação Foz EF1, Estação Foz EF2)	113
4.4.3	Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso na comporta do canal experimental	113
4.4.4	Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para a situação de escoamento com ressalto submerso nas comportas do canal do Vale do Sado (comportas PA2-CGPM, PA3, C3)	114
4.4.5	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	115
4.4.6	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	115
4.4.7	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	116
4.4.8	Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	117
4.4.9	Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	117
4.4.10	Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	117
4.4.11	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	118
4.4.12	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	118
4.4.13	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	119
4.4.14	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	119
4.4.15	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	120
4.4.16	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	120
4.4.17	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	121

4.4.18	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	121
4.4.19	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	122
4.4.20	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	123
4.4.21	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	124
4.4.22	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	124
4.4.23	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	125
4.4.24	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	126
4.4.25	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	126
4.4.26	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	127
4.4.27	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	127
4.4.28	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	128
4.4.29	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial	129
4.4.30	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	129
4.4.31	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia	130
4.4.32	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	131
4.4.33	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	131
4.4.34	Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	131
4.4.35	Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	132
4.4.36	Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	133
4.4.37	Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	133
4.4.38	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	134
4.4.39	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	134
4.4.40	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	134
4.4.41	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	135

4.4.42	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	136
4.4.43	Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	136
4.4.44	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	137
4.4.45	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental	137
4.4.46	Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	137
4.4.47	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	139
4.4.48	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	139
4.4.49	Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	140
4.4.50	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial	141
4.4.51	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental	141
4.4.52	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial	142
4.4.53	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental	142
4.4.54	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso nas comportas do Vale do Sado	142
4.4.55	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial	144
4.4.56	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental	144
4.4.57	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial	144
4.4.58	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental	145
4.4.59	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	145
4.4.60	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratório	146
4.4.61	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	146
4.4.62	Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	147
4.4.63	Relação entre o C_V e a abertura relativa da comporta a/h_1 para a situação de escoamento livre do canal laboratorial e do experimental	148
4.4.64	Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso nas comportas planas verticais	149
4.4.65	Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo	151

4.4.66	Valores do MPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo	151
4.4.67	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47	153
4.4.68	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47	153
4.4.69	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial considerando C_V variável . .	154
4.4.70	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental considerando C_V variável .	154
4.4.71	Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia, para diferentes métodos de cálculo	155
4.4.72	Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo	156
4.4.73	Valores do MPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo	156
4.4.74	Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial pelo método de Henry, em função de h_3/h_1	157
4.4.75	Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental pelo método de Henry, em função de h_3/h_1	157
4.4.76	Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial	158
4.4.77	Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental	159
4.4.78	Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	159
4.4.79	Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial pelo método de Swamee em função de h_3/h_1	160
4.4.80	Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental pelo método de Swamee em função de h_3/h_1	160
4.4.81	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial após calibração do C_V	162
4.4.82	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental após calibração do C_V	162
4.4.83	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial após calibração do C_V	162

4.4.84	Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental após calibração do C_V	163
4.4.85	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial, calculado com a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso	164
4.4.86	Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental, calculado com a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso	164
4.4.87	Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado, para diferentes métodos de cálculo . . .	165
4.5.1	Método Lemos: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	168
4.5.2	Método USBR: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	170
4.5.3	Modelo SIC (soleiras baixas): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	171
4.5.4	Modelo SIC (soleiras altas): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	172
4.5.5	Método ANSAR: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	173
4.5.6	Método USBR: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	175
4.5.7	Método Skogerboe: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	176
4.5.8	Método Creager: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	177
4.5.9	Método Alves e Martins: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	178
4.5.10	Modelo SIC (soleiras baixas): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	179
4.5.11	Método SIC (soleiras altas): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	180
4.5.12	Método Ansar: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	181
4.5.13	Transição entre escoamento livre e submerso em soleiras do tipo WES	182
4.5.14	Valores dos erros relativos obtidos na determinação da vazão pelo método Ansar, em função de W_e para soleiras do tipo WES	183
4.5.15	Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento livre nas soleiras do canal laboratorial e do experimental	183
4.5.16	Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento livre nas soleiras do canal laboratorial e do experimental	184
4.5.17	Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental	185
4.5.18	Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental	185

4.5.19	Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental com valores corrigidos	187
4.6.1	Método Martynov: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	189
4.6.2	Método Alhamid: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	190
4.6.3	C_V de comportas associadas a soleiras na situação ressalto livre . . .	191
4.6.4	Aplicação da Eq. 2.2.11 com C_V calibrado determinado pela Eq. 4.6.1: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	192
4.6.5	Aplicação da Eq. 2.4.1 com C_V calibrado: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	193
4.6.6	Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	194
4.6.7	Aplicação da Eq. 2.2.43 dos orifícios de grandes dimensões: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	195
4.6.8	Método USACE (1987): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta . . .	196
4.6.9	Método Hager e Bremen (1988): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	197
4.6.10	Método Ansar e Chen: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	198
4.6.11	C_V para soleiras controladas por comporta, na situação de ressalto submerso, obtidos para os canais laboratorial e experimental	199
4.6.12	Método dos orifícios totalmente submersos: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	200
4.6.13	Método USACE (1987): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	201
4.6.14	Método Nago e Furukawa (1979): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	202
4.6.15	Método Ansar e Chen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	203
4.6.16	Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso para comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES do canal laboratorial	204
4.6.17	Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso para comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES do canal experimental	205
4.6.18	Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto livre para os canais laboratorial e experimental	205
4.6.19	Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto livre nos canais laboratorial e experimental	206

4.6.20	Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto submerso nos canais laboratorial e experimental	208
4.6.21	Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto submerso nos canais laboratorial e experimental	208
4.7.1	Fluxograma: geral	210
4.7.2	Fluxograma: determinação da vazão sobre soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais	211
4.7.3	Fluxograma: determinação da vazão sobre soleiras do tipo WES	212
4.7.4	Fluxograma: C_V relativo a soleiras do tipo WES	212
4.7.5	Fluxograma: determinação da vazão sob comportas planas verticais	213
A.1	Canal de declive variável	235
A.2	Canal de declive variável: soleiras do tipo WES	236
A.3	Canal de declive variável: canal retorno	236
B.1	Canal experimental automático: Soleira do tipo WES instalada	237
B.2	Canal experimental automático	238
B.3	Diagrama geral do canal experimental automático	239

Lista de Tabelas

2.2.1	Tipos de ressalto hidráulico	15
2.2.2	Variação do C_c em função de a/E_1	20
2.3.1	Parâmetros da geometria da soleira do tipo WES, não sujeitas a velocidade de chegada	54
2.3.2	Relação máxima H_1/H_d compatíveis com a não separação da escoamento em soleira do tipo WES	60
2.3.3	Coefficientes de contração relativos a encontros e pilares de soleiras descarregadoras	61
2.3.4	Fator de redução da vazão em soleiras do tipo WES com submersão por jusante	63
2.4.1	Coefficiente de contração e ângulo de saída da veia líquida numa comporta plana vertical com queda brusca imediatamente a jusante da comporta	77
3.1.1	Classificação e limites de aplicação dos descarregadores triangulares .	82
3.1.2	Características das soleiras do tipo WES instaladas no canal laboratorial	88
3.2.1	Características das soleiras do tipo WES instaladas no canal experimental	95
3.3.1	Vale do Sorraia: características das comportas analisadas	95
3.3.2	Vale do Sado: características das comportas analisadas	96
4.3.1	Determinação da incerteza: descarregador triangular instalado no canal laboratorial	105
4.3.2	Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal laboratorial na situação de ressalto livre	106
4.3.3	Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal laboratorial na situação de ressalto submerso	107
4.3.4	Determinação da incerteza: soleira do tipo WES instalada no canal laboratorial	108
4.3.5	Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal experimental na situação de ressalto livre	109
4.3.6	Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal experimental na situação de ressalto submerso	109
4.3.7	Determinação da incerteza: soleira do tipo WES instalada no canal experimental	110

4.4.1	Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos para as comportas planas verticais	112
4.4.2	Método Henry: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	115
4.4.3	Método Rajaratnam e Subramanya: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	116
4.4.4	Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	118
4.4.5	Método 0,611: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	119
4.4.6	Método Habibzadeh: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	121
4.4.7	Método Clemmens: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	123
4.4.8	Modelo SIC: coeficientes C_V calibrados para escoamento na comporta	125
4.4.9	Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	125
4.4.10	Modelo HEC-RAS: C_V calibrados para a situação de ressalto livre na comporta	127
4.4.11	Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	127
4.4.12	Método Ferro: coeficientes obtidos pela regressão não linear	129
4.4.13	Método Ferro: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta	129
4.4.14	Método Henry: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	130
4.4.15	Método Rajaratnam e Subramany: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	132
4.4.16	Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	133
4.4.17	Método 0,611: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	135
4.4.18	Método Habibzadeh: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	136
4.4.19	Método Clemmens: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	138
4.4.20	Modelo SIC: Coeficientes C_V calibrados para a situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado	140
4.4.21	Modelo SIC: indicadores de desempenho para as situações de escoamento parcial e totalmente submerso na comporta	141
4.4.22	Modelo HEC-RAS: C_V calibrados para a situação de ressalto submerso na comporta	143
4.4.23	Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para as situações de escoamento parcialmente e totalmente submerso na comporta	143
4.4.24	Método Ferro: coeficientes obtidos pela regressão não linear para as comportas do Vale do Sado	145
4.4.25	Método Ferro: indicadores de desempenho para as situações de escoamento submerso na comporta	146

4.4.26	Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47 . . .	152
4.4.27	Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta. Valores obtidos considerando o C_V variável	154
4.4.28	Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta	158
4.4.29	Modelo SIC: Coeficientes C_V calibrados para as situações de escoamento parcial e totalmente submerso	161
4.4.30	Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento parcial e totalmente submerso na comporta. Valores obtidos considerando a calibração do C_V para escoamento parcial e totalmente submerso	161
4.4.31	Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento parcialmente submerso na comporta. Valores obtidos considerando a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso . . .	163
4.5.1	Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos nas soleiras do tipo WES	166
4.5.2	Método Lemos: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	167
4.5.3	Método USBR: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	169
4.5.4	Modelo SIC (soleiras baixas): C_V calibrado para escoamento em soleiras do tipo WES	171
4.5.5	Modelo SIC (soleiras baixas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	171
4.5.6	Modelo SIC (soleiras altas): C_V calibrado para escoamento livre e submerso em soleiras do tipo WES	172
4.5.7	Modelo SIC (soleiras altas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	172
4.5.8	Método Ansar: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES	173
4.5.9	Método USBR: fator de redução da vazão em soleira espessa do tipo WES	174
4.5.10	Método USBR: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	174
4.5.11	Coeficientes da Eq. 2.3.26 relativos a soleiras do tipo WES na situação de escoamento com ressalto submerso	175
4.5.12	Método Skogerboe: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	176
4.5.13	Método Creager: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	177
4.5.14	Método Alves e Martins: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	178
4.5.15	Modelo SIC (soleiras baixas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	179
4.5.16	Modelo SIC (soleiras altas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	180
4.5.17	Método Ansar: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES	181

4.5.18	Modelo SIC: C_V calibrado para a situação de ressalto submerso em soleiras do tipo WES	187
4.6.1	Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos nas soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais	188
4.6.2	Método Martynov: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	189
4.6.3	Método Alhamid: fatores de forma das soleiras	190
4.6.4	Método Alhamid: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	190
4.6.5	Aplicação da Eq. 2.2.11 com C_V calibrado determinado pela Eq. 4.6.1: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	191
4.6.6	Aplicação da Eq. 2.4.1 com C_V calibrado: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	192
4.6.7	Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	193
4.6.8	Aplicação da Eq. 2.2.43 dos orifícios de grandes dimensões: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	194
4.6.9	Método USACE (1987): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	195
4.6.10	Coefficientes de vazão de dimensionamento para as soleiras do tipo WES utilizadas nos canais laboratorial e experimental	196
4.6.11	Método Hager e Bremen (1988): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	197
4.6.12	Método Ansar e Chen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	198
4.6.13	Método dos orifícios totalmente submersos: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	200
4.6.14	Método USACE (1987): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	201
4.6.15	Método Nago e Furukawa (1979): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	202
4.6.16	Método Ansar e Chen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta	203
4.6.17	Método Martynov calibrado: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta	207

Simbologia

Símbolo	Significado	Dim.
A	Área	L^2
a	Altura de abertura de uma comporta; Coeficiente	L ; —
B	Largura superficial líquida	L
b	Largura da comporta; Largura do rasto de um canal; Coeficiente	L ; L ; —
C_c	Coeficiente de contração	—
C_P	Coeficiente de vazão	—
C_V	Coeficiente de vazão	—
C_v	Coeficiente de velocidade	—
d	Altura do pivot duma comporta de segmento	L
E	Energia específica	L
E_{corr}	Correção da energia cinética	L
e	Espessura; Erro	L ; —
E_u	Número de Euler	—
F	Força	$M L T^{-2}$
F_r	Número de Froude	—
g	Aceleração da gravidade	$L T^{-2}$
H	Função de Heaviside	—
H	Carga hidráulica	L
h	Altura de água	L
h_2^*	Altura de água determinada para $= q/U_2^*$	L

h'_2	Altura de água a jusante de uma comporta	L
K	Constante	—
k	Rugosidade absoluta; Coeficiente de perda de energia	L ; —
K_a	coeficiente de contração devido a encontros	—
k_F	Fator de redução	—
k/h	Rugosidade relativa	—
K_p	Coeficiente de contração devido a pilares	—
l	Comprimento característico	L
M	Quantidade de movimento total	$M L T^{-2}$
m_i	Constante	—
N	Número de contrações laterais	—
$n; n_i$	Constante; Expoente	—
O	Valor observado	—
\bar{O}	Valor observado médio	—
P	Altura de uma soleira; Perímetro molhado	L ; L
p	Pressão	$M L^{-1} T^{-2}$
Q	Caudal	$L^3 T^{-1}$
q	Caudal por unidade de largura ou caudal unitário	$L^2 T^{-1}$
R	Raio hidráulico	L
r	Raio	L
R^2	Coeficiente de determinação	—
Re	Número de Reynolds	—
S	Valor simulado	—
\bar{S}	Valor simulado médio	—
U	Velocidade média do escoamento na secção transversal	$L T^{-1}$
U_2^*	Velocidade média fictícia	$L T^{-1}$
v	Velocidade média do escoamento sob uma comporta	$L T^{-1}$
We	Número de Weber	—
wR^2	Coeficiente de determinação ponderado	—
z	Cota geométrica	L

Símbolo	Significado	Dim.
α	Coefficiente de energia cinética ou de Coriolis	—
η	Grau de submersão	—
γ	Peso volúmico	$M L^{-2} T^{-2}$
μ	Viscosidade dinâmica	$M^{-1} L^{-1} T^{-1}$
ν	Viscosidade cinemática	$L^2 T^{-1}$
ρ	Massa específica (volúmica)	$M L^{-2}$
σ	Tensão superficial	$M L^{-1} T^{-1}$
θ	Ângulo	—
ξ	Coefficiente de perda de energia	—

Índice	Significado
■ ₁	Secção transversal líquida de montante
■ ₂	Secção transversal líquida contraída
■ ₃	Secção transversal líquida de jusante
■ _C	Comporta
■ _c	Regime crítico
■ _{CE}	Canal experimental
■ _{CL}	Canal laboratorial
■ _d	Projeto ou dimensionamento
■ _e	Valor efetivo
■ _g	Centro de gravidade
■ _j	Jusante
■ _L	Livre
■ _m	Montante
■ _{max}	Valor máximo
■ _S	Submerso
■ _W	Soleira

Acrónimos

CEMAGREF *Centre National du Machinisme Agricole, du Genie Rural, des Eaux et des Forets*

FAO *Food and Agriculture Organization of the United Nations*

FHWA *Federal Highway Administration*

HEC *Hydrologic Engineering Center*

HEC-RAS *Hydrologic Engineering Center River Analysis System*

HEC-1 *Flood Hydrograph Package*

MAE Erro médio absoluto

MAPE Erro percentual absoluto médio

ME Erro médio

MPE Erro percentual médio

ONU Organização das Nações Unidas

PAC-UPC *Canal de Prueba de Algoritmos de Control - Universitat Politècnica de Catalunya*

PLC *Programmable Logic Controller*

PNUEA Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água

RMSE Raiz quadrada do erro quadrático médio

SCADA *Supervisory Control And Data Acquisition*

SCS *Soil Conservation Service*

SIC *Simulation of Irrigation Canals*

SFWMD *South Florida Water Management District*

USACE *United States Army Corps of Engineers*

USBR *United States Bureau of Reclamation*

USDA *United States Department of Agriculture*

WES *Waterways Experiment Station*

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento

Os recursos hídricos potenciais¹ representam a nível mundial $42\,921\text{ km}^3\text{ ano}^{-1}$ com uma extração² de água doce de $3\,918\text{ km}^3\text{ ano}^{-1}$, o que corresponde a uma disponibilidade aproximada de $6\,000\text{ m}^3\text{ ano}^{-1}$ por habitante³, distribuída entre os sectores municipal, industrial e agrícola. O sector municipal detém 12% da extração de água total, o industrial 19% e o agrícola 69% (FAO, 2015).

Embora os valores anteriormente apresentados pareçam elevados, a sua distribuição espacial e temporal muito variável entre continentes e regiões origina grandes assimetrias no acesso à água (FAO, 2015).

De acordo com a Organização das Nações Unidas (ONU), a população mundial situava-se em torno de 7,2 biliões, em 2014, prevendo esta organização que, no ano 2050, a população mundial seja de 9,6 biliões. No extremo superior desta previsão, encontra-se a África, que apresenta o maior crescimento (80%), e a Europa, no nível inferior (-1,6%). Na década atual, a população mundial divide-se de forma equitativa entre zonas urbanas e rurais, estando previsto, para 2050, que cerca de 60% da população se concentre nas grandes cidades e que a população rural se mantenha constante (ONU, 2014).

O crescimento populacional leva ao aumento da procura de água. Prevê-se que a pro-

¹Dados Aquastat, reportados a setembro de 2014 (FAO, 2015).

²Dados Aquastat, considerando o ano de referência de 2007 (FAO, 2015).

³Uma determinada região encontra-se em stress hídrico quando os recursos de água descem abaixo dos $1\,700\text{ m}^3\text{ ano}^{-1}$ por pessoa, em situação de escassez quando está abaixo dos $1\,000\text{ m}^3\text{ ano}^{-1}$ por pessoa e de escassez absoluta quando é inferior a $500\text{ m}^3\text{ ano}^{-1}$ por pessoa (WWAP, 2012)

cura global de água aumente em 55% até 2050. Este incremento produzir-se-á como consequência das crescentes necessidades de água para o consumo humano, saúde e saneamento básico, energia, alimentação e outros bens e serviços que necessitam da água para a sua produção e distribuição (WWAP, 2014).

Prevê-se que, aliado ao crescimento da população mundial, as alterações climáticas irão influenciar o balanço hídrico e a disponibilidade de água. Esta influência será devida principalmente às mudanças dos padrões espaço-temporais e de variabilidade da precipitação e do aumento da temperatura⁴.

Nas condições climáticas mediterrânicas que prevalecem no território continental, o principal fator limitante da produção agrícola é a água. Embora os recursos hídricos potenciais⁵ não sejam insuficientes, a água é mal distribuída no tempo e no espaço⁶ face às necessidades hídricas das culturas. O clima mediterrânico caracteriza-se ainda por uma grande variabilidade interanual, pelo que a precipitação total apresenta grandes variações ao longo dos anos. Por este motivo, torna-se essencial a regularização da disponibilidade de água, armazenando a precipitação de inverno e/ou dos anos em que chove mais para a utilizar na primavera/verão ou nas épocas/anos de maior deficiência hídrica.

De acordo com o Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água (PNUEA), a procura anual de água em território nacional no ano 2000 foi estimada em cerca de $7,5 \text{ km}^3 \text{ ano}^{-1}$ (PNUEA, 2001). O sector agrícola representava 87% da água extraída, o sector urbano 8% e o sector industrial 5%. Dos três sectores, o urbano é aquele que tem mais custos económicos, dado que a água para consumo humano requer tratamento prévio.

A procura total de água em Portugal, entre 2000 e 2009, reduziu-se significativamente de $7,5$ para $4,2 \text{ km}^3 \text{ ano}^{-1}$, dividindo-se a procura entre o sector urbano com 12% da água extraída, o agrícola com 81% e o industrial com 7% (PNUEA, 2012).

A diminuição da procura foi devida à redução das perdas nos sistemas de transporte e distribuição implementados pelas entidades gestoras, nos casos dos sectores urbano e industrial. No caso do sector agrícola, resultou de uma conjugação de fatores: por um lado, a conjuntura nacional (que conduziu a uma redução das áreas regadas); por outro lado, o aumento da eficiência do uso da água (através da redução das perdas em sistema

⁴Devido às alterações climáticas, até ao final do século XXI, está previsto um aumento da temperatura global superficial de $1,5^\circ \text{ C}$ a 2° C em relação ao período de 1850 e 1900 (IPCC, 2013) e de $2,5^\circ \text{ C}$ e 4° C para Portugal (MAMAOT, 2013). Com o aumento previsto da temperatura, aumenta a evaporação das superfícies líquidas e dos solos e aumenta a transpiração das plantas, diminuindo potencialmente a disponibilidade hídrica (WWAP, 2015).

⁵Em Portugal, os recursos hídricos potenciais são de $38 \text{ km}^3 \text{ ano}^{-1}$ (FAO, 2015).

⁶A precipitação anual média em Portugal Continental é de cerca de 900 mm, apresentando uma variação espacial muito significativa. Os valores mais elevados são observados no Minho, onde em algumas zonas a precipitação anual acumulada é superior a 3000 mm. Os valores mais baixos, inferiores a 400 mm/ano, ocorrem numa região restrita da Beira Interior (a Sul do Douro) e mais extensivamente no interior do Alentejo, com valores inferiores a 600 mm/ano (Miranda *et al.*, 2006).

de armazenamento, transporte e distribuição e na componente da rega das parcelas) (PNUEA, 2012).

De acordo com o PNUEA, “Apesar do aumento da eficiência de utilização da água, existe ainda uma parcela de desperdício, associada à ineficiência de usos e perdas, continuando a existir oportunidades para uma melhoria significativa do consumo de água em todos os sectores, com impactos ambientais, sociais e económicos” (PNUEA, 2012, p. 10).

Com o objetivo de melhorar a eficiência no uso da água nos sectores urbano, agrícola e industrial em Portugal, o PNUEA (2012) contempla um conjunto de medidas conducentes a uma melhor utilização desse recurso. No caso do sector agrícola, uma das medidas previstas é a adaptação das técnicas de transporte e distribuição, para modernizar as redes hidráulicas equipando-as com dispositivos que permitam otimizar a gestão da água.

Uma das vias para a modernização de canais de adução é a implementação de sistemas *Supervisory Control And Data Acquisition* (SCADA). Esta via, apresenta-se de grande importância devido aos rápidos impactos obtidos na modernização dos canais e dos custos económicos associados (Rijo, 2010).

Por razões técnicas e económicas, os grandes sistemas de transporte e distribuição de água bruta são em canal. A grande maioria dos canais de adução serve para rega ou para fins múltiplos (*i.e.*, abastecimento à indústria, abastecimento público, entre outros) que inclui sempre a rega (Rijo *et al.*, 2007a). As comportas hidráulicas/soleiras instaladas em canal têm como principal função controlar o escoamento. Para além desta função, adotando uma metodologia de cálculo adequada, as comportas e as soleiras também permitem calcular a vazão.

As principais metodologias para determinar a vazão em comportas/soleiras são o princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento e o escoamento por orifícios. Estas metodologias encontram-se normalmente integradas em algoritmos de vazão (*e.g.*, *Simulation of Irrigation Canals* (SIC), *Hydrologic Engineering Center River Analysis System* (HEC-RAS)), no entanto, nem sempre permitem a determinação da vazão de forma adequada (Sepúlveda *et al.*, 2009).

A adequada determinação da vazão permitirá controlar a adução de água necessária para exploração, com a consequente redução de perdas de água e o aumento da eficácia no transporte. Este controlo, que conduz a um uso mais eficiente da água, trará claros benefícios a nível ambiental, social e económico.

1.2 Objetivos

O controlo de canais tem como principal objetivo a otimização da distribuição de água, reduzindo as perdas da mesma e a mão de obra necessária à operação. O controlo de canais é normalmente realizado por montante⁷ e pode ser manual ou automático. Quando é automático e digital, o sistema de controlo⁸, é normalmente, implementado através de sistemas SCADA.

O controlo por montante exige o controlo dos caudais a montante de todos os canais. Através dos controladores de caudal implementados em sistemas SCADA, o ajustamento instantâneo dos caudais é possível à distância. É por esse motivo que os controladores de caudal assumem grande importância nos sistemas SCADA, uma vez que permitem ajustar automaticamente todos os caudais em tempo real.

Os controladores de caudal necessitam garantir a continuidade das soluções para todo o domínio de funcionamento das estruturas hidráulicas (*e.g.*, escoamento com ressalto livre, escoamento com ressalto submerso e transição entre escoamentos (USBR, 2001; Clemmens, 2003; Baume *et al.*, 2005)). Esta continuidade, quando se produzem mudanças nas condições de escoamento, nem sempre é garantida pelas soluções numéricas usuais, dificultando a implementação de algoritmos gerais de vazão.

O objetivo geral deste trabalho é obter um algoritmo de vazão generalizado que possa garantir a continuidade das soluções anteriormente referidas. O algoritmo deverá permitir a determinação da vazão em todo o domínio de funcionamento de comportas planas verticais e de soleiras do tipo *Waterways Experiment Station* (WES) controladas ou não por comportas planas verticais. Para conseguir alcançar este objetivo, foram realizados ensaios experimentais com comportas planas verticais e com soleiras do tipo WES controladas ou não por comportas. Os ensaios foram realizados no canal laboratorial de declive variável e no canal experimental automático da Universidade de Évora. Para a obtenção do objetivo geral foram definidos os seguintes objetivos específicos:

1. comparar os resultados experimentais da vazão sob comportas planas verticais com diferentes métodos de determinação da vazão, identificando os métodos que melhor caracterizam a vazão para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso, incluindo a transição entre escoamentos;
2. comparar os resultados experimentais da vazão sobre soleiras do tipo WES com diferentes métodos de determinação da vazão, identificando os métodos que melhor caracterizam a vazão para as situações de escoamento com ressalto livre e

⁷O controlo local por montante é o mais usado a nível mundial nos sistemas de transporte e distribuição de água em canal e o único a nível nacional (Rijo *et al.*, 2007a)

⁸O sistema de controlo de um canal é constituído por um ou vários algoritmos de controlo e um conjunto de equipamentos (*software e hardware*). É o responsável pelo comando das estruturas (ou órgãos) de controlo, tendo por base a informação recolhida ou relativa ao canal (Rijo, 2010).

submerso, incluindo a transição entre escoamentos;

3. comparar os resultados experimentais da vazão em soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais com diferentes métodos de determinação da vazão, identificando os métodos que melhor caracterizam a vazão para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso, incluindo a transição entre escoamentos.

1.3 Organização dos conteúdos

Neste trabalho, os conteúdos foram organizados em cinco capítulos. No primeiro, o presente capítulo, apresentam-se os fundamentos e motivação desta tese, assim como os seus objetivos.

No capítulo 2, apresenta-se a revisão bibliográfica realizada sobre vazão em comportas planas verticais, soleiras descarregadoras e soleiras controladas por comportas nas situações de ressalto hidráulico livre e submerso.

No capítulo 3, descrevem-se os equipamentos e os canais utilizados para realização dos ensaios, respetivamente, o canal laboratorial de declive variável e o canal experimental automático da Universidade de Évora.

No quarto capítulo, apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos.

Finalmente, no capítulo 5, sintetizam-se as principais conclusões e apresentam-se algumas recomendações para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Orifícios e soleiras

Neste capítulo, começa por fazer-se a apresentação de alguns conceitos relacionados com a análise dimensional e semelhança e os modelos usuais no estudo de estruturas hidráulicas. De seguida, são sistematizados os fundamentos teóricos necessários à investigação apresentada neste trabalho e que resultam da revisão bibliográfica efetuada. O capítulo encontra-se organizado em três grupos, que caracterizam a vazão das seguintes estruturas hidráulicas: comporta plana vertical, soleira descarregadora e soleira controlada por comporta.

2.1 Análise dimensional, semelhança e modelos

Os modelos matemáticos são funções que representam o comportamento de um sistema físico e que podem ser resolvidos de forma prática com recurso a um computador ou uma calculadora. No entanto, pode acontecer que alguns problemas sejam tão complexos que não seja possível formular um modelo matemático adequado. Para lidar com este tipo de situação, é necessário encontrar uma alternativa ao modelo matemático. Uma alternativa adotada com frequência é a utilização de modelos físicos reduzidos. Contudo, esta abordagem também levanta questões. Pode acontecer, por exemplo, que quando são obtidos resultados não exista uma relação entre o modelo reduzido e o protótipo. Nestes casos, é necessário identificar as leis da física que aplicadas ao modelo reduzido e ao protótipo apresentam o mesmo comportamento.

A experimentação em modelos reduzidos é uma prática corrente para determinação de conhecimentos básicos bem como para aplicações em engenharia hidráulica. A via experimental permite a obtenção de leis que relacionam as grandezas físicas intervenientes num fenómeno e pode ser facilitada pela análise dimensional. A análise dimensional

é o método pelo qual se pode obter determinada informação sobre um determinado fenómeno, supondo que o fenómeno é regido por uma equação dimensionalmente homogénea entre as variáveis dependentes e independentes. Depois de realizada a análise dimensional, pode ser obtido um conjunto de parâmetros adimensionais. Se as dimensões à esquerda e à direita de uma determinada equação são idênticas, a relação teórica que descreve o fenómeno físico permanecerá independente do sistema de unidades e a relação segue o princípio da homogeneidade.

Segundo o teorema de Vaschy-Buckingham ou teorema dos Π Π (Munson *et al.*, 2004), se existem n variáveis ou grandezas físicas que regem um determinado fenómeno e se estas variáveis envolvem m unidades primárias ou grandezas dimensionalmente independentes, então o fenómeno pode ser descrito por $(n - m)$ parâmetros adimensionais independentes. As unidades primárias usuais nos problemas de mecânica dos fluidos são a massa, M , o comprimento, L , e o tempo, T .

A teoria da semelhança rege a transposição para o protótipo dos resultados obtidos no modelo reduzido em conjunto com a análise dimensional. Quando há uma relação constante entre valores de grandezas homólogas de dois sistemas, estes podem dizer-se fisicamente semelhantes. As semelhanças podem ser: geométrica, quando existe semelhança de formas e a relação entre comprimentos homólogos no modelo e no protótipo é única e os ângulos entre dois lados homólogos são iguais; cinemática, quando existe semelhança de movimento, se nos pontos homólogos no modelo e no protótipo as relações de velocidade e aceleração são as mesmas; dinâmica, quando existe semelhança de forças o que significa que partículas homólogas são atuadas por forças cujas resultantes têm direção e sentido iguais e cujas grandezas ou módulos são proporcionais.

A análise dimensional conduz a vários parâmetros adimensionais, que podem ser obtidos através do teorema dos Π Π . Alguns serão relações de comprimentos, massa, peso específico, velocidades *etc.* As relações de forças obtidas da análise dimensional adquirem grande importância e a sua estrutura e significado para escoamentos com superfície livre são, de acordo com Munson *et al.* (2004) e Garde (2006), as seguintes:

$$\text{Número de Reynolds, } R_e = \frac{\text{Força inércia}}{\text{Força viscosidade}} = \frac{\rho U h}{\mu}, \quad (2.1.1)$$

$$\text{Número de Froude, } F_r = \frac{\text{Força inércia}}{\text{Força gravítica}} = \frac{U}{\sqrt{gh}}, \quad (2.1.2)$$

$$\text{Número de Weber, } W_e = \frac{\text{Força inércia}}{\text{Tensão superficial}} = \frac{\rho U^2 h}{\sigma}, \quad (2.1.3)$$

$$\text{Número de Euler, } E_u = \frac{\text{Força pressão}}{\text{Força inércia}} = \frac{p}{\rho U^2}, \quad (2.1.4)$$

em que ρ é a massa específica, U é a velocidade média do escoamento, h é uma altura característica, μ é a viscosidade dinâmica, g é a aceleração da gravidade, σ é a tensão superficial e p a pressão.

No escoamento com superfície livre predominam as forças gravíticas e, conseqüentemente, a maioria dos modelos são concebidos à semelhança de Froude¹. Para garantir as condições de semelhança geométrica entre o modelo e protótipo, define-se a escala de comprimentos (que relaciona qualquer comprimento no modelo físico e o seu homólogo no protótipo). A partir da escala de comprimentos, determinam-se as outras escalas a usar (a escala de velocidade, a escala de caudais, a escala de forças, *etc.*) derivadas da semelhança de Froude (Henderson, 1966; French, 1985; Chanson, 2004). Nesta situação, existem distorções² entre o modelo e o protótipo introduzidas por forças que não são dominantes, podendo ocorrer efeitos de escala, *i.e.*, erros que resultam da modelação do protótipo com base nas escalas escolhidas para satisfazer a força dominante e permitir que as outras forças se encontrem fora de escala (French, 1985; Chanson, 2004; Novak *et al.*, 2007; Heller, 2011). Este tipo de discrepâncias ocorre quando se usam escalas demasiado reduzidas para o modelo. As causas mais comuns dos efeitos de escala em modelos com superfície livre são a cavitação, a rugosidade e a tensão superficial (Ettema, 2000; Heller, 2011). Sempre que a viscosidade e a tensão superficial são negligenciadas, devem realizar-se todos os esforços para minimizar os erros decorrentes com a utilização de modelos físicos grandes (escalas de comprimento grandes) e com limites suaves.

De acordo com USBR (1980), o estudo do coeficiente de vazão, C_V , em comportas ou descarregadores necessita de um modelo físico grande e com muito detalhe compatível com o estudo laboratorial. O primeiro e mais importante passo na sua conceção é a escolha da escala do modelo. Pode definir-se que, de modo geral, se devem preferir modelos físicos grandes (escala de comprimentos). A título de exemplo, tomadas de água com comportas ou válvulas devem ser construídas com escalas de comprimento

¹Na maioria das situações, é assumido que a aceleração da gravidade e o líquido são os mesmos no modelo físico e no protótipo.

²Os modelos em que uma ou mais condições de semelhança não são satisfeitas denominam-se por *modelos distorcidos*. O exemplo clássico de modelo distorcido ocorre no estudo do escoamento com superfície livre quando não é possível encontrar um líquido adequado para utilizar no modelo.

compreendidas entre 1:5 e 1:30 (USBR, 1980). Recomenda ainda o USBR (1980) que os modelos de comportas devem ter uma largura mínima de 0,150 m e que os modelos de soleiras devem ser concebidos considerando uma carga de dimensionamento superior a 0,075 m.

O escoamento com superfície livre é considerado turbulento³ para $R_e > 2000$ (Chow, 1959; Lencastre, 1983). Para reduzir os efeitos da viscosidade no modelo físico, evitando que esta constitua um efeito de escala, recomenda-se que R_e seja superior a 10^4 (USBR, 1980; Hughes, 1993; Ansar, 2001; Novak *et al.*, 2007). Assim, a resistência ao escoamento (originalmente devido à viscosidade e rugosidade da fronteira sólida) passa apenas a ser função da rugosidade da fronteira.

No caso do escoamento sob comportas, Montes (1997), Roth e Hager (1999), Clemmens *et al.* (2003) e Belaud *et al.* (2012) referem que, para $R_e > 10^4$, os efeitos da viscosidade podem ser negligenciados.

A interação entre o escoamento de um líquido e uma parede sólida não existe para o caso de um líquido perfeito (líquido ideal de compressibilidade e viscosidade nulas que, por isso, se escoam sem resistência). No entanto, no caso dos líquidos reais, a velocidade junto à parede é nula (se a parede estiver em repouso, *i.e.*, o caso de uma conduta ou canal) devido ao efeito da viscosidade. Nestes casos, haverá uma pequena camada do fluido que se mantém quase parada, crescendo rapidamente a velocidade para o centro como se ilustra na Figura 2.1.1 (Lencastre, 1983).

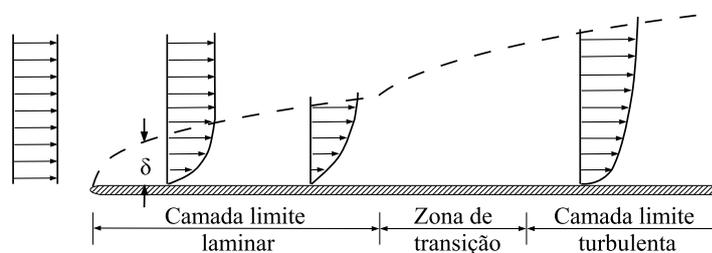


Figura 2.1.1 – Formação da camada limite ao longo de uma placa fina (Rouse, 1946)

O movimento turbulento dos fluidos fora da vizinhança de paredes sólidas pode considerar-se corretamente representado por um movimento irrotacional⁴ de um fluido de viscosidade desprezável, o que, não será verdade na vizinhança das paredes, devido à existência de tensões tangenciais apreciáveis. A influência de tais forças limita-se, em geral, a uma fina camada junto da fronteira, a camada limite. Quando um fluido se desloca em regime turbulento, o respetivo domínio pode ser dividido em duas regiões, em cada uma

³A magnitude relativa entre as forças de inércia e as forças de viscosidade determinam se o escoamento é laminar ou turbulento. O escoamento é laminar se as forças da viscosidade dominam e é turbulento se dominam as forças de inércia (Chaudhry, 2007).

⁴Um escoamento diz-se rotacional ou irrotacional, consoante o movimento dos elementos líquidos se faz ou não com rotação em torno de si próprios. No caso do movimento irrotacional, os elementos líquidos não se deformam e sofrem unicamente movimentos de translação (Quintela, 1991).

o escoamento possui características próprias: 1) uma camada de pequena espessura junto das fronteiras do escoamento, em que as tensões tangenciais desempenham um papel preponderante (camada limite); 2) o restante campo ocupado pelo fluido, em que as tensões tangenciais se apresentam com muito menor importância, sendo possível em grande número de casos assimilar o escoamento a um movimento irrotacional. A camada limite, por sua vez, poderá apresentar características laminares ou turbulentas.

A camada limite laminar pode ser encarada como um escoamento bidimensional ao longo da fronteira. Na Figura 2.1.1, representa-se a traço interrompido a linha de separação das zonas designadas em 1) e 2), ou seja, a configuração da camada limite. No entanto, o contorno exterior desta camada não é bem definido, dado que o perfil de velocidades apresenta uma variação que pode considerar-se assintótica entre o valor zero junto da parede e o valor da velocidade correspondente ao escoamento.

Genericamente, o desenvolvimento da camada limite ao longo das paredes de um corpo pode ser descrita pela existência a montante duma secção em que a espessura da camada limite é nula ou muito reduzida. Para jusante, esta espessura vai aumentando, mantendo numa certa extensão características laminares. Mais ainda para jusante, cria-se uma zona de transição de regime laminar para turbulento, a que se segue uma região de escoamento correspondente à camada limite turbulenta. Na Figura 2.1.1, representam-se as três zonas para o escoamento.

No caso de um canal (escoamento com superfície livre) como apresentado na Figura 2.1.2, a camada limite desenvolve-se a partir da admissão, podendo mesmo vir a atingir a totalidade da secção. Caso a velocidade do escoamento aumente rapidamente devido a uma contração da veia líquida (*i.e.*, devido à existência de uma comporta), começa a desenvolver-se uma nova camada limite devida às novas condições de fronteira (Quintela, 1991; Henderson, 1966).

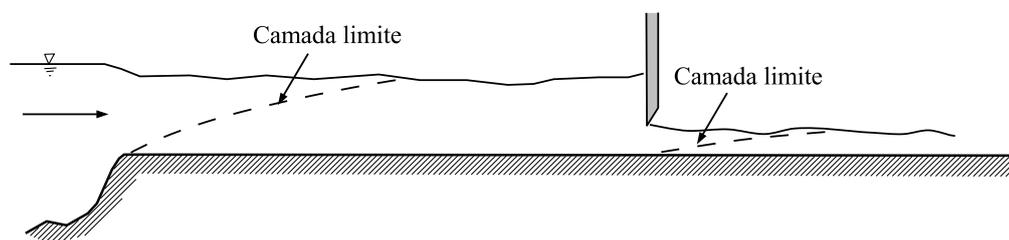


Figura 2.1.2 – Escoamento com superfície livre com desenvolvimento de nova camada limite (Henderson, 1966)

A tensão superficial exerce pouca influência na maioria dos escoamentos com superfície livre, o caso de obras importantes de engenharia (rios, canais e sistemas de drenagem). Contudo, não pode ser negligenciada para escoamentos pouco profundos, como são os casos dos modelos reduzidos (Rouse, 1946). Para que a tensão superficial possa ser negligenciada, não sendo necessária a igualdade de W_e na modelação física, baseado na comparação das velocidades de propagação das ondas gravíticas e das ondas capilares,

Ettema (2000) refere que as alturas de água em modelos físicos de canais nunca devem ser inferiores a 0,02 m. De forma mais conservadora, French (1985) propôs o limite mínimo de 0,05 m para que possam ser desprezados os efeitos da tensão superficial.

Roth e Hager (1999) investigaram num canal laboratorial o escoamento livre⁵ sob comportas planas verticais. Analisaram a abertura relativa da comporta a/h_1 em função do C_V (Figura 2.1.3), em que a representa a altura de abertura da comporta e h_1 a altura de água a montante da comporta⁶. Identificaram que, para aberturas de comporta $a < 0,05$ m, as curvas se separam para cada valor experimental, evidenciando efeitos de escala devidos à viscosidade. Para $a \geq 0,05$ m, os valores ajustam-se a uma única curva. Estes efeitos também foram verificados por Attia e Ibrahim (2009) para $a \leq 0,06$ m. Roth e Hager (1999) verificaram ainda o efeito da viscosidade na definição da largura do canal b e a sua influência na abertura da comporta. Para uma largura de comporta de $b = 0,50$ m, recomendam que a sua abertura seja de, pelo menos, 0,05 m, podendo ser reduzida para cerca de $a = 0,045$ m para canais com $b > 1,0$ m. Por outro lado, Attia e Ibrahim (2009) não identificaram uma influência clara da largura, que consideram negligenciável. Roth e Hager (1999) estabeleceram ainda que a abertura mínima da comporta deve ser de cerca de 0,05 m, para se poder considerar que o escoamento é invíscido⁷.

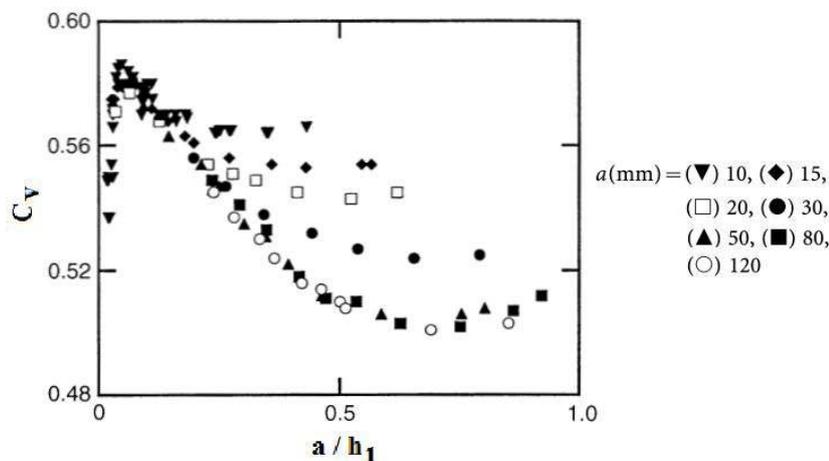


Figura 2.1.3 – Relação entre a abertura relativa da comporta e o coeficiente de vazão (Roth e Hager, 1999)

Os limites anteriormente referidos não são consensuais. Relativamente à largura do canal, o *United States Bureau of Reclamation* (USBR) recomenda, para modelos de

⁵Por facilidade de linguagem, no presente trabalho usa-se, muitas vezes, a expressão escoamento livre como sinónimo de escoamento em soleiras e/ou comportas com ressalto hidráulico livre a jusante e a expressão escoamento submerso como sinónimo de escoamento em soleiras e/ou comportas com ressalto hidráulico submerso a jusante.

⁶Na presente tese, por norma, irá usar-se o índice 1 para designar a secção a montante da comporta, o índice 2 para designar a secção na veia líquida contraída do escoamento, e o índice 3 para designar a secção a jusante do ressalto. A ausência de índice refere a secção genérica do canal.

⁷Um escoamento diz-se invíscido quando a viscosidade do fluido é nula.

válvulas e comportas, que a dimensão do modelo seja de, pelo menos, 0,15 m de diâmetro ou de largura (USBR, 1980). Enquanto que Speerli e Hager (1999) recomendam uma largura $b > 0,30$ m. Novak *et al.* (2007) recomendam que $a > 0,06$ m para mitigar os efeitos de escala.

2.2 Comporta plana vertical

As comportas são estruturas hidráulicas que apresentam como principal função controlar o escoamento, permitindo ajustar os caudais e/ou os níveis de água, em função das necessidades de utilização. Algumas das suas principais aplicações são: a proteção contra cheias; a manutenção de equipamento - turbinas, soleiras descarregadores, *etc.*; o controlo do nível em reservatórios; a limpeza de reservatórios; a descarga de fundo; a regulação da vazão em canais ou barragens; em canais de adução - admissão, controlo ou distribuição de água, *etc.* (Erbisti, 2004; Rijo, 2010).

As comportas (Figura 2.2.1) podem ser genericamente classificadas considerando as seguintes características: a geometria do tabuleiro, componente que se desloca e é responsável pela alteração da secção de controlo - comporta plana, comporta de segmento; o tipo de apoios - comporta corrediça, comporta vagão, comporta com chumaceira ou mancal; a posição do tabuleiro em relação à superfície livre de montante - comporta de superfície, comporta em carga; a geometria do orifício de abertura - em grande parte das situações de geometria retangular, podendo ser circular em pequenas comportas em carga e, nos casos das comportas AMIL e AVIS, possuir geometria variável; os órgãos de manobra - comportas manuais, eletromecânicas, pneumáticas ou hidráulicas; o modo de comando - do tipo manual ou automático (Erbisti, 2004; Rijo, 2010).

Na presente tese, será analisada a comporta plana vertical, que consiste basicamente num tabuleiro com face plana cuja abertura se realiza por subida do tabuleiro e que pode ser aplicada em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão. No que respeita à sua constituição, apresenta o tabuleiro, que pode ser de construção metálica ou PEAD⁸ (ou, de madeira, em instalações mais rudimentares), peças fixas e equipamento de manobra. O guiamento é realizado lateralmente, em ranhuras no betão ou em perfis metálicos. O movimento da comporta pode realizar-se com deslizamento⁹ ou rolamento¹⁰ sobre as peças de apoio. A estanquidade das comportas é garantida nos bordos laterais e na soleira ou em toda a periferia, consoante a comporta é instalada em descargas de superfície ou em orifícios sob pressão. Habitualmente, o apoio da estanquidade faz-se do lado de jusante da comporta, podendo fazer-se também a montante. O acionamento

⁸Quando construídas em polietileno de alta densidade apresentam como vantagens ter pequeno peso, ser muito resistente, dispensar manutenção e poder ser tratada previamente para evitar a degradação por agentes biológicos.

⁹Nas comportas de corrediça.

¹⁰Nas comportas de vagão e nas de lagarta, dotadas de rodas e rolos, respetivamente.

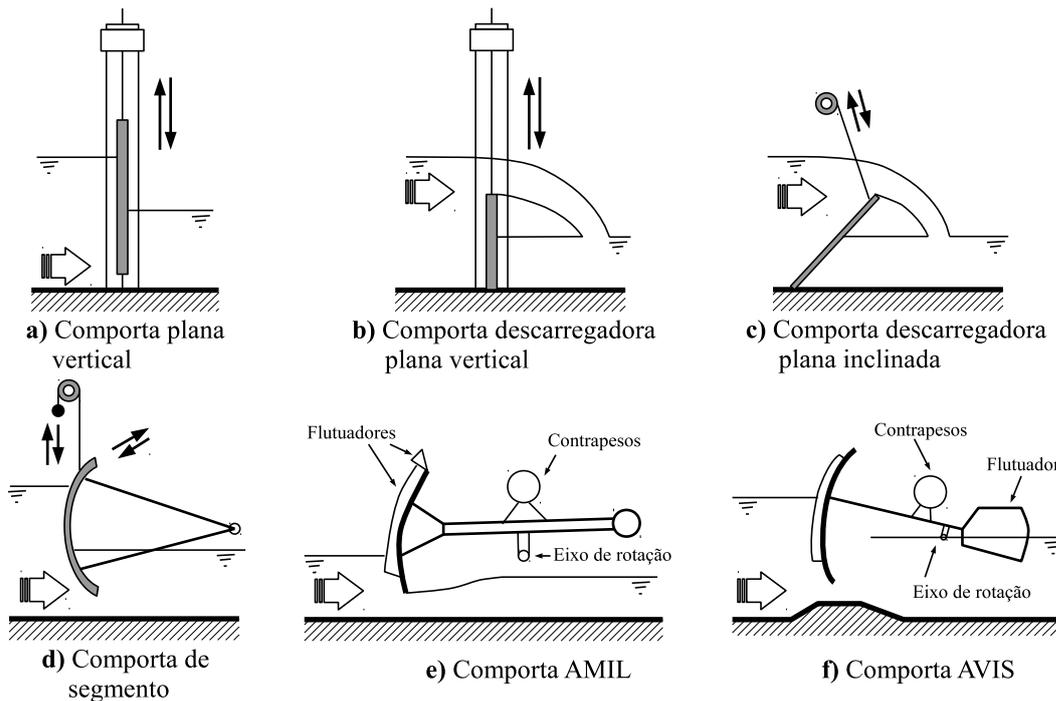


Figura 2.2.1 – Comportas convencionais (Rijo, 2010)

das comportas pode realizar-se por haste metálica central, ou duas hastes laterais com atuação por guincho ou servomotor. Neste tipo de comporta, os esforços de manobra resultam do atrito entre o tabuleiro e a estrutura de guiamento e são proporcionais à impulsão hidrostática sobre o tabuleiro; por isso, as comportas que funcionam por deslizamento requerem maior força para o seu acionamento.

A comporta plana vertical é das que apresenta maior simplicidade de concepção e construção, de operação simples, segura e com poucas necessidades de manutenção (Quintela, 1990; Erbisti, 2004). A determinação da vazão em comportas não pode ser obtida diretamente. Normalmente, é inferida a partir das alturas de água a montante e a jusante e da altura de abertura da comporta. Apresenta, quando utilizada para calcular a vazão, como principais vantagens: a pequena perda de carga; o fato de normalmente já se encontrarem instaladas, evitando a necessidade de aquisição de novas estruturas dedicadas. As principais desvantagens são: calibração complexa para as condições de escoamento com ressalto livre ou submerso; serem menos precisas que as soleiras (Lewin, 1995; Erbisti, 2004; Sepúlveda, 2007; USBR, 2011).

O caudal para estas estruturas pode ser determinado recorrendo a diferentes equações de vazão. São aplicadas às distintas situações de operação da comporta, podendo o escoamento sob a comporta ocorrer com ressalto livre ou submerso (Figura 2.2.2) a jusante da comporta (Chow, 1959; Henderson, 1966; Henry, 1950). A vazão na situação de escoamento submerso pode ainda classificar-se em parcial ou totalmente submerso (Rijo, 2010; HEC, 2010; Baume *et al.*, 2005). A existência de escoamento com ressalto livre ou submerso depende da altura de água a jusante, sendo essa condicionada pelo

caudal e pelas seguintes condições de jusante: o declive; a rugosidade do canal; a existência de obstáculos ou singularidades (Raju, 1981).

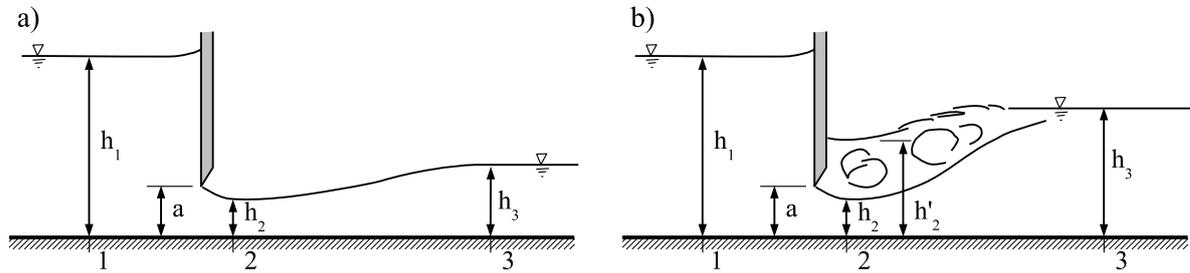


Figura 2.2.2 – Escoamento sob comporta plana vertical, na situação de: a) ressalto livre; b) ressalto submerso

O ressalto hidráulico consiste numa brusca sobrelevação da superfície livre dum corrente permanente que se dá na passagem do regime rápido a regime lento¹¹ e que ocupa uma posição fixa, na qual a corrente líquida se expande sendo acompanhada de agitação mais ou menos pronunciada e de grandes perdas de energia (Quintela, 1991; Lencastre, 1984). O ressalto hidráulico pode ocorrer em canais (*e.g.*, em canais de declive superior ou inferior ao crítico, toda e qualquer passagem do regime rápido para o regime lento provoca um ressalto) e a jusante de comportas e descarregadores (Manzanares, 1980).

Considerando as secções transversais definidas na Figura 2.2.2, a secção de montante ou princípio do ressalto é referida como secção 2 (secção contraída do escoamento), a secção de jusante ou fim do ressalto como secção 3. As alturas h_2 e h_3 chamam-se alturas conjugadas do ressalto (Lencastre, 1983; Quintela, 1991). O ressalto hidráulico é normalmente caracterizado pelo F_r da secção de montante, sendo classificado de acordo com a Tabela 2.2.1. Para canais de secção retangular, o valor de F_r vem dado pela Eq. 2.2.1, em que U_2 representa a velocidade média na secção 2.

$$F_{r2} = \frac{U_2}{\sqrt{g h_2}} \quad (2.2.1)$$

Tabela 2.2.1 – Tipos de ressalto hidráulico (Lencastre, 1983)

$F_{r2} \leq 1$	Não há ressalto
$1 < F_{r2} \leq 1,7$	Ressalto ondulado
$1,7 < F_{r2} \leq 2,5$	Ressalto fraco
$2,5 < F_{r2} \leq 4,5$	Ressalto oscilante
$4,5 < F_{r2} < 9$	Ressalto estável
$F_{r2} \geq 9$	Ressalto forte

¹¹O escoamento é designado por lento, crítico ou rápido, consoante o valor de F_r , que representa a relação entre a velocidade média do escoamento e a celeridade de pequenas perturbações. O regime é considerado lento para $F_r < 1$, crítico para $F_r = 1$ e rápido para $F_r > 1$ (Lencastre, 1983).

Para estudar o ressalto, aplica-se o teorema de Euler ao volume líquido limitado pelas secções 2 e 3, respetivamente a montante e a jusante. A quantidade de movimento total numa secção, M , vem definida pela soma da quantidade de movimento do líquido que na unidade de tempo passa na respetiva secção e da impulsão hidrostática que o líquido exterior exerce através dessa secção. Assim

$$M = \frac{\gamma}{g} Q U + \gamma A h_g \quad (2.2.2)$$

em que Q é o caudal, γ é o peso volúmico, A é a área da secção e h_g a profundidade do centro de gravidade da secção líquida transversal. No caso de uma secção retangular, fica

$$M = \frac{\gamma}{g} b h U^2 + \gamma b \frac{h^2}{2} . \quad (2.2.3)$$

A aplicação do teorema de Euler conduz a $M_2 = M_3$ (Manzanares, 1980), vindo

$$\frac{\gamma}{g} b h_2 U_2^2 + \gamma b \frac{h_2^2}{2} = \frac{\gamma}{g} b h_3 U_3^2 + \gamma b \frac{h_3^2}{2} . \quad (2.2.4)$$

Em canais retangulares $q = U_2 h_2 = U_3 h_3$ e F_{r_2} e, realizando algumas simplificações algébricas, a equação das alturas conjugadas do ressalto é dada por Manzanares (1980)

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_{r_2}^2} - 1 \right) . \quad (2.2.5)$$

2.2.1 Princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total

A determinação do caudal em comportas pode ser realizada recorrendo ao princípio da conservação da energia da quantidade de movimento total (Henderson, 1966; Ferro, 2000). O princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total (ou impulsão total), normalmente vem referido na literatura escrita em inglês por *Energy-Momentum Method* ou mais simplesmente por EMM.

Quando a veia líquida procedente da comporta se encontra à pressão atmosférica e em regime rápido, ou seja, com ressalto hidráulico livre (Figura 2.2.2.a), a energia mecânica total, H , numa secção em relação a um plano horizontal de referência por unidade de

peso do líquido é a soma das alturas: geométrica, piezométrica e cinética. Para o caso dos escoamentos com superfície livre, vem dada por

$$H = z + h \cos \theta + \alpha \frac{U^2}{2g} \quad (2.2.6)$$

em que z é a cota geométrica, θ é o ângulo de inclinação longitudinal do rasto do canal e α é o *coeficiente de Coriolis*. Se a distribuição de velocidades for uniforme, $\alpha = 1$; caso contrário é $\alpha > 1$. Por razões práticas e porque assume, na grande maioria das situações, valores muito próximos da unidade, pode dispensar-se este coeficiente corretivo, fazendo-o igual à unidade. Se o θ é muito pequeno, situação habitual, pode considerar-se que $\cos \theta = 1$, vindo

$$H = z + h + \frac{U^2}{2g} \quad (2.2.7)$$

A energia específica, medida a partir do rasto do canal, corresponde a $E = H - z$ ou

$$E = h + \frac{U^2}{2g} \quad (2.2.8)$$

Aplicando a equação da energia específica (Eq. 2.2.8) à secção 1 e 2, desprezando a perda de energia sob a comporta ($E_1 = E_2$) e considerando o caudal por unidade de largura $q = Q/b$, para uma secção retangular obtém-se (Henry, 1950; Chow, 1959; Henderson, 1966; Swamee, 1992),

$$h_1 + \frac{q^2}{2g h_1^2} = h_2 + \frac{q^2}{2g h_2^2} \quad (2.2.9)$$

simplificando,

$$q = h_1 h_2 \sqrt{\frac{2g}{h_1 + h_2}} \quad (2.2.10)$$

O coeficiente de contração, C_c , é definido como a relação entre a altura da veia líquida na secção contraída, h_2 , e a altura de abertura da comporta, para o caso da secção retangular. Então a altura $h_2 = C_c a$. Para que a Eq. 2.2.10 vinha expressa em função

da altura a , da velocidade $\sqrt{2gh_1}$ e de C_V , fica

$$\begin{aligned} q &= C_c a \sqrt{2gh_1 \frac{h_1}{h_1 + h_2}} \\ &= C_V a \sqrt{2gh_1} \end{aligned} \quad (2.2.11)$$

em que o C_V vem dado por

$$C_V = \frac{C_c}{\sqrt{1 + C_c(a/h_1)}} \quad (2.2.12)$$

A passagem do ressalto hidráulico livre a submerso¹² verifica-se quando h_3 for maior que a altura conjugada de h_2 . Para escoamento com ressalto submerso, a veia líquida rápida a montante do ressalto fica afogada pela almofada¹³ de água que tem por cima, cuja componente de velocidade na direção do escoamento é nula ($U \simeq 0$). Isto fará com que a altura h'_2 na secção 2 seja superior a h_2 , e se a vazão se mantiver constante, a altura de água a montante h_1 também aumentará (Figura 2.2.2.b). Neste caso, uma parte considerável da energia cinética do escoamento é dissipada pela sua difusão a jusante da comporta (Subramanya, 2009; Henderson, 1966).

Numa análise aproximada, no ressalto submerso pode considerar-se o escoamento como dividido, em que parte é ocupado por água em movimento e a outra por água parada. Entre a secção 1 e 2 (Figura 2.2.2) existe alguma perda de energia, habitualmente considerada nula (Eq. 2.2.9). No entanto, entre a secção 2 e 3 existe uma elevada perda de energia devido à forte expansão do escoamento (Henderson, 1966). Por questões de simplicidade, todas as perdas de energia são consideradas entre 2 e 3, ou seja $E_1 = E_2$, em que a igualdade das energias específicas para escoamento com ressalto submerso pode ser obtida pela Eq. 2.2.13. De referir que o termo piezométrico na secção 2 é igual à altura h'_2 , em substituição da altura da veia contraída.

$$h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2} = h'_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2} \quad (2.2.13)$$

¹²No caso de canais de declive fraco, haverá sempre ressalto a jusante da comporta. Este será livre se h_3 for a altura conjugada de h_2 . Nos casos de canais de declive forte, só haverá ressalto a jusante da comporta se e só se um obstáculo a jusante determinar a passagem a regime lento. Então, na passagem do regime rápido (a jusante de comporta) para o regime lento haverá também ressalto.

¹³Massa de água turbulenta sem linhas de corrente definidas que submerge a veia líquida rápida que passa sob a comporta.

Aplicando às secções 2 e 3 a equação da impulsão total (Eq. 2.2.2), $M_2 = M_3$ e considerando a impulsão hidrostática na secção 2 tendo por base h'_2 em vez de h_2 , vem

$$\frac{q^2}{g h_2} + \frac{h_2'^2}{2} = \frac{q^2}{g h_3} + \frac{h_3^2}{2} \quad (2.2.14)$$

Para resolver as Eq. 2.2.13 e 2.2.14 é necessária uma solução iterativa. Conhecendo-se h_1 , h_2 e h_3 , essa resolução permite determinar os valores de q e h'_2 .

À semelhança da Eq. 2.2.12, também pode ser deduzido o C_V para escoamento com ressalto submerso. Resolvendo simultaneamente a Eq. 2.2.13 e a Eq. 2.2.14 e eliminando h'_2 , vem (Lin *et al.*, 2002)

$$C_V = C_c \frac{\left[\xi - \sqrt{\xi^2 - \left(\frac{1}{\eta^2} - 1\right)^2 \left(1 - \frac{1}{\lambda^2}\right)} \right]^{1/2}}{\frac{1}{\eta} - \eta}, \quad (2.2.15)$$

em que $\eta = C_c a/h_1$, $\xi = (1/\eta - 1)^2 + 2(\lambda - 1)$ e $\lambda = h_1/h_3$.

A altura máxima de água, h_3 , que garante o ressalto livre a jusante da comporta pode ser obtida substituindo C_V , dado pela Eq. 2.2.12, na Eq. 2.2.11 e combinando com a Eq. 2.2.5, que conduz a

$$\frac{h_3}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{16}{\eta(1+\eta)}} - 1 \right) \quad (2.2.16)$$

em que $\eta = C_c a/h_1$.

Na Figura 2.2.3, apresenta-se a transição entre os escoamentos com ressalto livre e submerso, tendo por base a Eq. 2.2.16 e considerando diferentes valores de C_c .

Devido à dependência de C_c em relação a a/h_1 (Rajaratnam e Subramanya, 1967a; Henderson, 1966), C_V também será dependente da relação a/h_1 . De acordo com Rajaratnam e Subramanya (1967b), estas condições são válidas se forem negligenciados os efeitos da viscosidade junto ao rasto do canal (início do desenvolvimento da camada limite) e a energia cinética. C_V também depende da geometria da estrutura e das alturas de água a montante e a jusante (Chow, 1959). A velocidade $\sqrt{2g h_1}$ não ocorre no sistema real, simplesmente representa uma velocidade de referência conveniente sobre a qual basear uma equação padrão, como a Eq. 2.2.11. O valor do C_c foi assumido como constante por alguns investigadores (Henry, 1950; Rajaratnam e Subramanya, 1967a;

Roth e Hager, 1999; Swamee *et al.*, 1998), no intervalo 0,595 a 0,611.

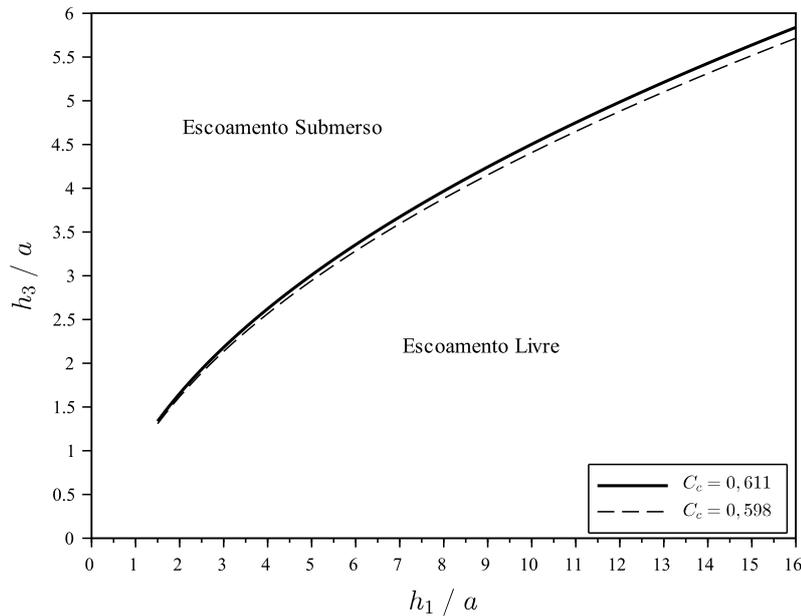


Figura 2.2.3 – Transição entre escoamentos com ressalto livre e submerso em comportas planas verticais para diferentes valores de C_c

No estudo efetuado por Benjamin 1956 (cit. por Henderson, 1966), C_c assume os valores apresentados na Tabela 2.2.2, assinalando Henderson (1966) a sua falta de variabilidade.

Tabela 2.2.2 – Variação do C_c em função de a/E_1 (Henderson, 1966)

a/E_1	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
C_c	0,611	0,606	0,602	0,600	0,598	0,598

Ainda de acordo com Henderson (1966), existem discrepâncias evidentes entre o valor de C_c determinado experimentalmente e o seu valor teórico. O autor explica que as diferenças são justificadas pelo crescimento da camada limite a jusante da comporta. Posteriormente, Rajaratnam (1977) confirma as divergências apontadas por Henderson (1966), verificando que estas não se podem atribuir só aos efeitos da camada limite. Para atender aos desvios referidos, Montes (1997) avaliou a influência da camada limite e verificou que o seu crescimento explica pouco a diferença do desvio do C_c experimental conforme referido por Rajaratnam (1977) e que esta diferença é melhor explicada considerando a perda de energia introduzida pela existência de vórtices a montante da comporta.

Lin *et al.* (2002) estudaram dois tipos de comportas planas verticais, com aresta talhada em bisel e em quarto de círculo. Verificaram que o C_c varia com o tipo de aresta utilizada, que, por sua vez, influencia a passagem do ressalto livre a submerso.

Por outro lado, Belaud *et al.* (2009) estudaram o comportamento do C_c para os ressaltos livre e submerso sob comportas planas verticais em canal de rasto horizontal. Verifi-

caram que o C_c varia em função da abertura da comporta e do grau de submersão, especialmente para grandes alturas de abertura da comporta. Também constataram que o C_c pode ser semelhante nos ressalto livre e submerso quando a altura de abertura da comporta é pequena.

A constatação anterior é confirmada por Cassan e Belaud (2010), ao referirem que a maior parte dos estudos realizados em comportas com ressalto submerso está limitada a pequenas alturas de abertura da comporta. No estudo que efetuaram, verificaram que o C_c não deve ser considerado constante para graus de submersão elevados nem para grandes alturas de abertura da comporta.

Quando as alturas de abertura das comportas são grandes, a perda de energia na passagem pela comporta é pequena e o ressalto é submerso. Estas condições geralmente conduzem a grandes desvios entre o valor calculado da vazão e os valores reais (Belaud *et al.*, 2009). Uma razão possível para este desvio consiste na incerteza associada à determinação da diferença entre as alturas de água de montante e de jusante. Outra razão que também pode desempenhar um papel importante, pode ser o fato do C_c ser variável, como se pode ver na Figura 2.2.4 (USBR, 2001; Lozano *et al.*, 2009). Na Figura 2.2.4, o valor de C_c vem apresentado para diferentes graus de submersão¹⁴, $\eta = h_3/h_1$.

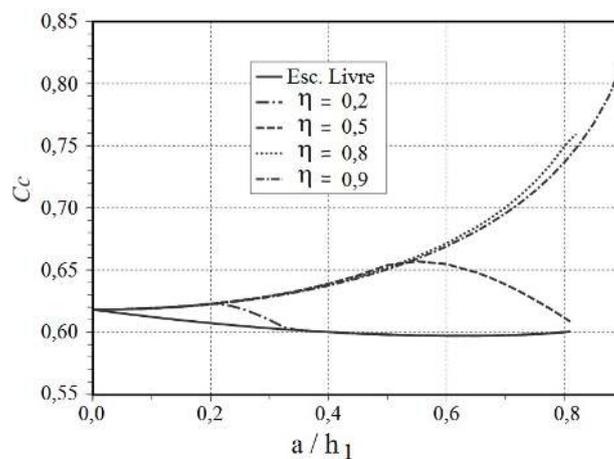


Figura 2.2.4 – Variação do C_c em função da abertura relativa e do grau de submersão (Belaud *et al.*, 2009)

Uma das formas mais comuns na determinação da vazão em comportas tem sido a utilização dum C_V empírico, função da abertura relativa. Esta abordagem foi sugerida por Henry (1950) e por Rajaratnam e Subramanya (1967a) para comportas planas verticais e por Buyalski (1983) para comportas de segmento.

¹⁴Nos manuais de hidráulica, o grau de submersão do ressalto hidráulico, η , vem definido pela relação entre a altura do escoamento a jusante do ressalto, h'_3 , e a altura de água que corresponderia, na mesma secção, ao ressalto livre, h_3 . O ressalto é livre para $\eta = 1$ e submerso para $\eta > 1$. Contudo, esta definição não se usa na presente tese por razões de conveniência.

Num canal de laboratório¹⁵, Henry (1950) estudou o escoamento sob comportas planas verticais com ressalto livre e submerso. Utilizou a Eq. 2.2.11, normalmente aplicada ao escoamento com ressalto livre, e considerou um C_V comum aos dois tipos de escoamento. Os seus resultados experimentais deram origem ao ábaco da Figura 2.2.5, que apresenta valores de C_V em função de h_1/a e de h_3/a para escoamento sob comportas com ressalto livre ou submerso. Na solução gráfica obtida por Henry (1950), pode observar-se a variabilidade que o C_V pode apresentar para as diferentes configurações de operação duma comporta.

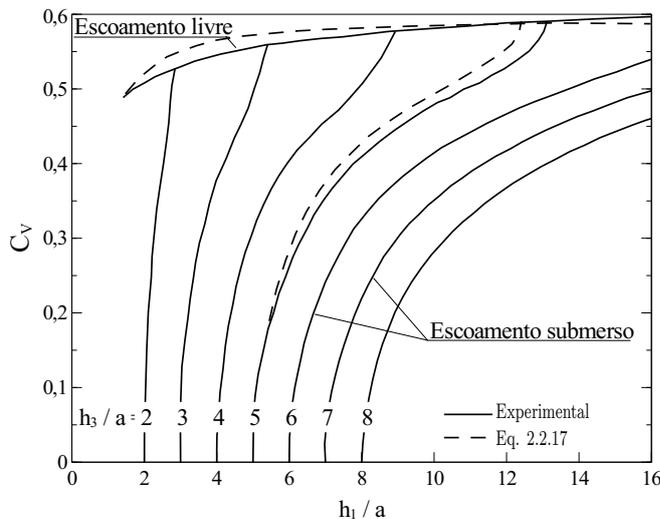


Figura 2.2.5 – Ábaco de Henry (segundo Henderson (1966))

Para determinação analítica do valor de C_V a usar na Eq. 2.2.11, Henry (1950) apresentou a Eq. 2.2.17 para o ressalto livre. Quando o ressalto é submerso, considera que o valor de h_2 é substituído por h'_2 . Assumiu que não existe perda de energia entre as secções 1 e 2, que a distribuição da velocidades é uniforme nas secções 1, 2 e 3 e a componente da velocidade na direção do escoamento é nula na almofada de água sobre a veia líquida rápida. Henry (1950) considerou o valor constante de $C_c = 0,60$.

$$C_V = K C_c \sqrt{1 - h_2/h_1} \quad (2.2.17)$$

Para atender à necessidade de saber o valor de h'_2 , que normalmente não é possível medir devido à grande agitação na almofada da água sobre a veia contraída, Henry (1950) propôs a Eq. 2.2.18 para a sua determinação

¹⁵Canal disponível no Iowa Institute of Hydraulic Research (State University of Iowa) com uma largura de $\simeq 0,30$ m e uma comporta plana vertical fina com aresta talhada em bisel.

$$\frac{h'_2}{C_c a} = \frac{K^2 + \sqrt{K^4 + 4 \Phi \left[\Phi \left(\frac{h_3}{a} \right)^2 - \left(\frac{h_1}{a} \right) K^2 \right]}}{2 \Phi}, \quad (2.2.18)$$

em que $K = \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{C_c a}{h_1} \right)^2}}$ e $\Phi = \frac{1}{4 C_c \left(1 - \frac{C_c a}{h_3} \right)}$ são parâmetros adimensionais.

Por comparação entre a formulação teórica (Eq. 2.2.17) e os resultados experimentais de Henry (1950), conclui-se que o valor teórico de C_V para escoamento com ressalto livre é um pouco superior, conforme se pode verificar na Figura 2.2.5 (Rajaratnam e Subramanya, 1967a; Henderson, 1966).

Da utilização do ábaco de Henry, pequenos valores de $(h_1/a - h_3/a)$, podem resultar em erros consideráveis na determinação do C_V , devido ao gradiente acentuado das curvas h_3/a , conforme se pode observar na Figura 2.2.5 (Bos, 1989; Clemmens *et al.*, 2003; Subramanya, 2009).

Sepúlveda (2007) concluiu que os resultados obtidos pelo método de Henry normalmente permitem determinar a vazão de forma fiável e com erros pequenos. No entanto, Belaud *et al.* (2012) alertam para o fato de os resultados utilizados por Henry não permitirem explorar o escoamento submerso com grandes alturas de abertura das comportas e que o seu resultado é pouco realista quando se pretende trabalhar nesse domínio.

Devido à dificuldade na aplicação da informação gráfica a métodos analíticos e/ou numéricos e considerando os erros resultantes da interpolação entre curvas, Swamee (1992) ajustou as curvas experimentais de Henry através de equações que permitem a determinação da vazão com ressalto livre e submerso.

Para a situação de ressalto livre, Swamee (1992) analisou a Figura 2.2.5 e considerou que existe um aumento progressivo de C_V até ser atingido o valor de saturação de 0,611. Do ponto de vista hidráulico, a comporta deixa de controlar o escoamento quando $h_1 \leq a$ e o valor de $C_V = 0$ quando $h_1/a = 1$. Com base nestes pressupostos, Swamee (1992) obteve

$$C_V = 0,611 \left(\frac{h_1 - a}{h_1 + 15 a} \right)^{0,072}. \quad (2.2.19)$$

Swamee (1992) assinala que a Eq. 2.2.19 apresenta um bom ajustamento relativamente à curva experimental da Figura 2.2.5. Utilizando a Eq. 2.2.11 e a Eq. 2.2.19, pode obter-se a equação que segue para determinar a vazão com ressalto livre em comportas planas verticais

$$Q = 0,611 a b \sqrt{2 g h_1} \left(\frac{h_1 - a}{h_1 + 15 a} \right)^{0,072}. \quad (2.2.20)$$

Quando o ressalto é submerso, C_V é zero para $h_1 = h_3$ (nível de restituição). Um aumento de h_1 relativamente a h_3 resulta num rápido aumento do C_V até que h_1 atinge um valor máximo em que o ressalto passa a livre. Da Figura 2.2.5, $(h_1)_{max}/a$ pode ser obtido para vários valores de h_3/a . Desenhando estes valores num gráfico de duplo logaritmo, Swamee obteve a equação

$$\frac{(h_1)_{max}}{a} = 0,81 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{1,72}. \quad (2.2.21)$$

Enquanto h_1 ficar entre h_3 e $(h_1)_{max}$, as condições de escoamento com ressalto submerso prevalecem. Para que exista escoamento com ressalto submerso, deve ser verificada a condição

$$h_3 < h_1 < 0,81 h_3 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{0,72}. \quad (2.2.22a)$$

Por outro lado, a condição para o escoamento com ressalto livre é

$$h_1 \geq 0,81 h_3 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{0,72}. \quad (2.2.22b)$$

Utilizando as curvas da Figura 2.2.5 para a situação de escoamento submerso, Swamee ajustou a seguinte equação para as descrever

$$C_V = 0,611 \left(\frac{h_1 - a}{h_1 + 15 a} \right)^{0,072} (h_1 - h_3)^{0,7} \left\{ 0,32 \left[0,81 h_3 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{0,72} - h_1 \right]^{0,7} + (h_1 - h_3)^{0,7} \right\}^{-1}. \quad (2.2.23)$$

A Eq. 2.2.23 é válida para as condições descritas pela Eq. 2.2.22a. Para $h_1 = (h_1)_{max}$, a Eq. 2.2.23 reduz-se à Eq. 2.2.19, que representa o seu limite superior de aplicação.

No limite inferior de aplicação para $h_1 = h_3$, a Eq. 2.2.23 conduz a $C_V = 0$. Para valores de $h_1 > h_3$, a diferença entre valores obtidos pela Eq. 2.2.23 e os da Figura 2.2.5 foram considerados por Swamee (1992) como negligenciáveis. Combinando a Eq. 2.2.11

e a Eq. 2.2.23, Swamee (1992) obteve a equação da vazão dada por

$$Q = 0,611 a b \sqrt{2 g h_1} \left(\frac{h_1 - a}{h_1 + 15 a} \right)^{0,072} (h_1 - h_3)^{0,7} \times \\ \times \left\{ 0,32 \left[0,81 h_3 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{0,72} - h_1 \right]^{0,7} + (h_1 - h_3)^{0,7} \right\}^{-1}. \quad (2.2.24)$$

Alguns autores aplicaram as equações propostas por Swamee. Sepúlveda (2007) aplicou-as aos dados obtidos no *Canal de Prueba de Algoritmos de Control - Universitat Politècnica de Catalunya* (PAC-UPC), relativos a 3 comportas. Este canal tem fundo horizontal, prevalecendo o escoamento sob as comportas com ressalto submerso. Para estas condições de ensaio, o método proposto por Swamee apresentou um fraco desempenho na determinação da vazão para valores de $h_3/a \geq 5$, conforme se pode ver na Figura 2.2.6 e, para valores de $h_3/a < 5$, apresentou resultados mais satisfatórios.

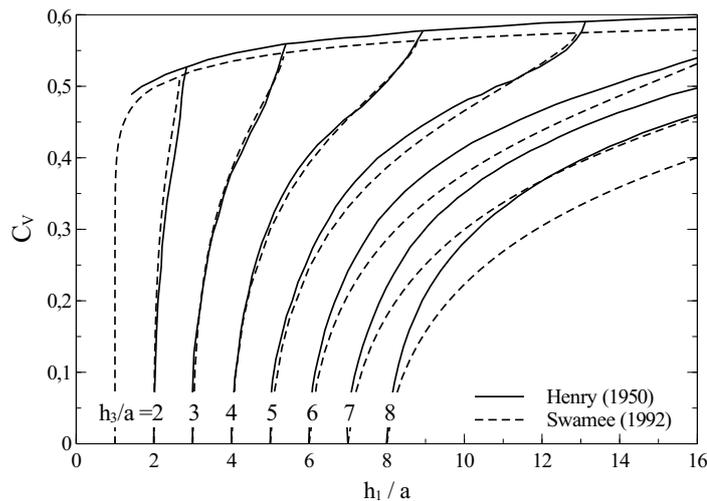


Figura 2.2.6 – Ábaco de Henry com as equações de Swamee (Sepúlveda, 2007)

Belaud *et al.* (2009) também obtiveram resultados insatisfatórios com a formulação de Swamee, na determinação do C_c em comportas planas verticais instaladas em canal com rasto horizontal, o mesmo acontecendo em Lozano *et al.* (2009) na calibração de quatro comportas planas verticais a operar na situação de escoamento submerso pertencentes ao sistema de adução em canal de Lebrija em Espanha, assim como por Habibzadeh *et al.* (2011), na dedução de uma equação para determinar a vazão, para a qual recorreu a dados experimentais disponíveis na literatura.

Rajaratnam e Subramanya (1967a) desenvolveram uma equação que permite, com recurso a uma curva experimental de C_V , determinar a vazão sob comportas planas verticais com ressalto livre e submerso. Esta abordagem é semelhante à utilizada por Henry (1950), pois utiliza um C_V comum aos dois regimes de escoamento. Apresenta como

vantagem o recurso a equações relativamente à solução gráfica de Henry. Rajaratnam e Subramanya (1967a) validaram os seus dados com a metodologia utilizada por Henry, do qual resultou um bom ajustamento. Para ambos os regimes, propõem a equação

$$q = C_V a \sqrt{2g \Delta h} . \quad (2.2.25)$$

Para a determinação da vazão pela Eq. 2.2.25, Rajaratnam e Subramanya (1967a) desprezam as alturas cinéticas. Na situação de ressalto submerso, a Eq. 2.2.25 utiliza $\Delta h = (h_1 - h'_2)$ e quando é livre $\Delta h = (h_1 - C_c a)$, sendo C_V um coeficiente de vazão comum aos dois regimes dado por $C_V = f\left(\frac{a}{h_1}\right)$.

Como resultado da equação generalizada (Eq. 2.2.25), para determinação do C_V obtiveram a Eq. 2.2.26. Os autores consideraram negligenciável os efeitos da viscosidade, tendo assumido, por questões práticas, um valor constante de $C_c = 0,61$.

$$C_V = \frac{C_c}{\sqrt{1 - (C_c)^2 (a/h_1)^2}} \quad (2.2.26)$$

Quando comparados com os valores de C_V obtidos experimentalmente, os resultados da Eq. 2.2.26 revelam o mesmo comportamento mas com uma pequena diferença de translação que, segundo os autores, resulta das simplificações feitas na sua dedução, conforme se pode observar na Figura 2.2.7.

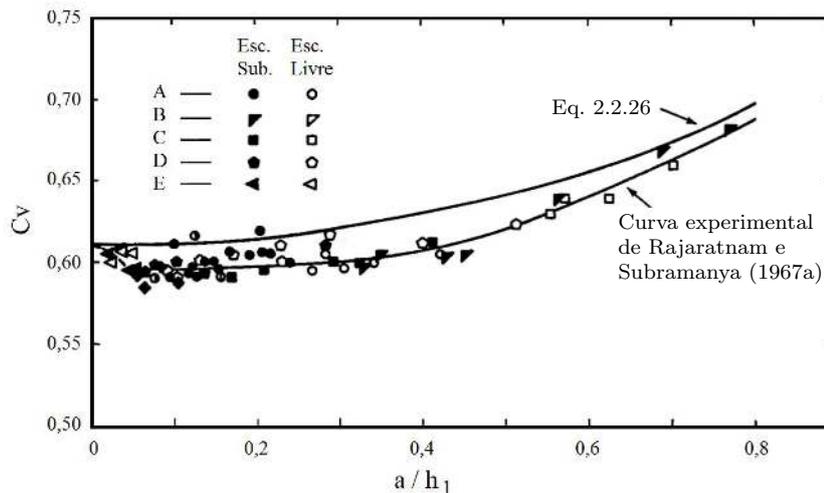


Figura 2.2.7 – Variação do C_V em função de a/h_1 (Rajaratnam e Subramanya, 1967a)

A Eq. 2.2.25 faz uso de h'_2 para a situação de ressalto submerso, em vez da altura de água h_3 . Uma vez que este valor nem sempre está disponível ou é de medição difícil, devido à recirculação permanente na almofada de água, Rajaratnam e Subramanya (1967a)

desenvolveram um método que permite estimar h'_2 . O método assenta na equação da quantidade de movimento total calculada para a secção 2 e 3. Considerado a secção 2 como a secção contraída da veia líquida, define-se nesta secção uma velocidade dada por $U_2^* = \sqrt{2g(h_1 - h'_2)}$ (Rajaratnam e Subramanya, 1967a,b).

Tendo por base a Eq. 2.2.25 e a velocidade U_2^* a altura na secção 2 vem dada por $h_2^* = C_V a$. Com recurso a algumas simplificações, Rajaratnam e Subramanya (1967a) chegaram à Eq. 2.2.27.

$$\frac{h'_2}{h_2^*} = 2 \left(1 - \frac{h_2^*}{h_3} \right) + \sqrt{4 \left(1 - \frac{h_2^*}{h_3} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{h_2^*} \right)^2 - 4 \left(\frac{h_1}{h_2^*} - \frac{h_1}{h_3} \right)} . \quad (2.2.27)$$

A dedução da Eq. 2.2.27 pode ser consultada em detalhe em Rajaratnam e Subramanya (1967a).

De acordo com Rajaratnam e Subramanya (1967a), a velocidade média pode ser obtida por $U_2^* = \sqrt{2g(h_1 - h_2^*)}$. Sabendo que da Eq. 2.2.25 a altura vem dada por $h_2^* = C_V a$ e recorrendo à equação das alturas conjugadas do ressalto hidráulico (Eq. 2.2.5), o valor de h_3 pode ser obtido por

$$\frac{h_3}{h_2^*} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{16 \frac{h_1}{h_2^*} - 15} - 1 \right) . \quad (2.2.28)$$

Sepúlveda (2007), para aplicar a formulação de Rajaratnam e Subramanya aos seus dados, utilizou uma aproximação à curva experimental de Rajaratnam e Subramanya (Figura 2.2.7). A aproximação foi realizada através de uma reta válida no domínio dos dados experimentais de Sepúlveda (2007). Refere que os resultados obtidos permitem determinar a vazão de forma fiável e com erros pequenos.

Em alternativa à metodologia proposta por Henderson (1966), Clemmens *et al.* (2003) estudaram o escoamento sob comportas de segmento utilizando EMM, incorporando nas equações um coeficiente de perda de energia (a montante) e uma correção da energia cinética (a jusante). Justificam a inclusão do coeficiente de perda de energia e da correção da energia cinética com a necessidade de atender aos efeitos resultantes das variações nas secções do canal (*i.e.*, normalmente as relações das alturas conjugadas assumem que o trecho de jusante tem a mesma secção transversal que a comporta). A metodologia preconizada por Clemmens *et al.* (2003) possibilita a determinação da vazão para o escoamento com ressalto livre e submerso, incluindo a transição entre os dois. Esta abordagem permite a sua aplicação a comportas de segmento e planas.

Clemmens *et al.* (2003) propõem uma equação da energia específica dada por

$$E_1 = E_2 + \Delta E = h_2 + \alpha_2 \frac{U_2^2}{2g} + \xi \frac{U_2^2}{2g} \quad (2.2.29)$$

em que α_2 é o coeficiente de Coriolis e ξ é um coeficiente de perda de energia. Experimentalmente, é possível separar os efeitos da distribuição das velocidades na veia contraída dada por α_2 do coeficiente ξ . Para simplificar a análise, os autores assumiram o valor de $\alpha_2 = 1$ (situação usual). Qualquer desvio que possa ocorrer em α_2 , será acomodado por ξ , fornecendo um coeficiente combinado. O coeficiente ξ vem dado em função do R_e , determinado experimentalmente e para o qual os autores obtiveram a relação

$$1 + \xi = 1 + 0,15 e^{-5 \times 10^{-6} R_e} \quad , \quad (2.2.30)$$

em que o R_e vem expresso por $R_e = v R/\nu$, sendo v a velocidade média do escoamento sob a comporta dada por $v = Q/(b a)$, R o raio hidráulico a montante da comporta definido por $R = b h_1/(b + 2 h_1)$ e ν a viscosidade cinemática.

Sabendo que $Q = U A$, na zona da lâmina contraída vem $Q = C_c a b U_2$. Substituindo U_2 e h_2 na Eq. 2.2.29, obtém-se

$$Q = C_c a b \sqrt{\frac{2 g (E_1 - C_c a)}{1 + \xi}} \quad . \quad (2.2.31)$$

Para uma dada geometria, a Eq. 2.2.31 permite relacionar o caudal e a energia específica a montante de uma comporta, em que apenas o C_c e o coeficiente ξ são calculados.

A abordagem de Clemmens *et al.* (2003) difere das abordagens tradicionais que resultam da aplicação da energia específica de várias formas. Em primeiro lugar, usa a energia específica em vez da altura de água, o que permite que se tenha em conta uma altura cinética a montante, que não está relacionada com a vazão de uma comporta, como assumido pela Eq. 2.2.11, por exemplo quando são utilizadas comportas múltiplas e descarregadores. Em segundo lugar, inclui o termo da perda de energia em vez de um C_V empírico. Finalmente, o C_c não se encontra oculto no C_V . Segundo os autores, estas diferenças permitem a determinação da curva de vazão para uma gama de condições mais abrangente que os outros métodos.

Para determinação da vazão quando o ressalto é submerso, Clemmens *et al.* (2003) propõem o uso da energia específica e da quantidade de movimento total. Aplicam a equação de energia específica às secções 1 e 2 e a da quantidade de movimento às

secções 2 e 3. Em condições de operação normal, a altura e a velocidade da veia líquida na secção contraída não são medidos, sendo necessário inferir os seus valores a partir de equações.

Para atender ao comportamento durante a fase inicial da submersão (redução da velocidade da veia líquida na secção contraída), Clemmens *et al.* (2003) propõem um procedimento que inclui uma correção da energia cinética (E_{corr}), vindo assim a energia específica dada por

$$E_1 = h'_2 + \frac{U_2^2}{2g} + \xi \frac{U_2^2}{2g} - E_{corr} \quad . \quad (2.2.32)$$

Nesta relação, $U_2 = Q/(b h_2)$. Da Eq. 2.2.32 resulta

$$Q = C_c a b \sqrt{\frac{2g(E_1 - h'_2 + E_{corr})}{1 + \xi}} \quad (2.2.33)$$

Para resolver a Eq. 2.2.33, a somar aos requisitos da Eq. 2.2.31 para escoamento com ressalto livre, são necessárias estimativas da correção da energia E_{corr} e da altura h'_2 na secção da veia líquida contraída. O escoamento nessa zona é turbilhonar e esta altura é muito difícil de medir no campo devido à forte agitação da superfície livre.

Normalmente, a altura h'_2 não é medida em campo, medindo-se apenas a altura h_3 mais a jusante no canal. Para calcular h'_2 conhecido h_3 , é considerada a igualdade usual da quantidade de movimento total entre as secções 2 e 3 ($M_2 = M_3$), dada por

$$Q v_e + b g \frac{h_2^2}{2} + \frac{F_w}{\rho} = Q U_3 + \frac{F_3}{\rho} \quad (2.2.34)$$

em que v_e representa a velocidade efetiva da veia líquida, U_3 a velocidade média de jusante na secção 3, F_3 a impulsão hidrostática na secção 3 e F_w a componente das impulsões em todas as superfícies entre as secções 2 e 3 na direção do escoamento, incluindo as impulsões hidrostáticas nas paredes.

Estas superfícies podem ser determinadas considerando a secção de jusante e projetando-a na secção 2 (assumindo que a secção se expande da secção 2 para a secção 3). As superfícies projetadas incluem pilares que separam comportas, comportas fechadas, descarregadores e as paredes do canal onde a secção se expande.

As Eq. 2.2.33 e Eq. 2.2.34 representam as soluções para o escoamento a montante e a jusante da veia contraída, tendo como incógnitas o Q e h'_2 e o resto derivável das alturas

medidas, alturas de abertura da comporta, secção transversal e dos fatores empíricos C_c , ξ e E_{corr} .

A velocidade efetiva da veia líquida a ser utilizada na equação da quantidade de movimento proposta por Clemmens *et al.* (2003) é dada por

$$\frac{v_e^2}{2g} = \frac{U_2^2}{2g} - E_{corr} \quad . \quad (2.2.35)$$

A força nas paredes F_w é assumida como sendo baseada numa altura de água hipotética que se encontra entre as secções 2 e 3. Esta altura de água resulta de uma média ponderada das alturas nestas duas secções, com um coeficiente de ponderação $p = 0,643$ obtido experimentalmente por Clemmens *et al.* (2003). O valor da altura vem dado por

$$h_w = p h_3 + (1 - p) h'_2 \quad (2.2.36)$$

Considerando os valores experimentais de Q , de h_1 , de h'_2 , a Eq. 2.2.32 e os valores de ξ obtidos na situação de ressalto livre, Clemmens *et al.* (2003) determinaram os valores de E_{corr} para escoamento com ressalto submerso. Analisaram a correção de energia em relação à variação da altura na veia líquida contraída $E_{corr}/(h'_2 - h_2)$ em função da razão da variação desta altura relativa com a altura da veia contraída para escoamento livre $(h'_2 - h_2)/h_2$. Esta análise apresenta-se na Figura 2.2.8.

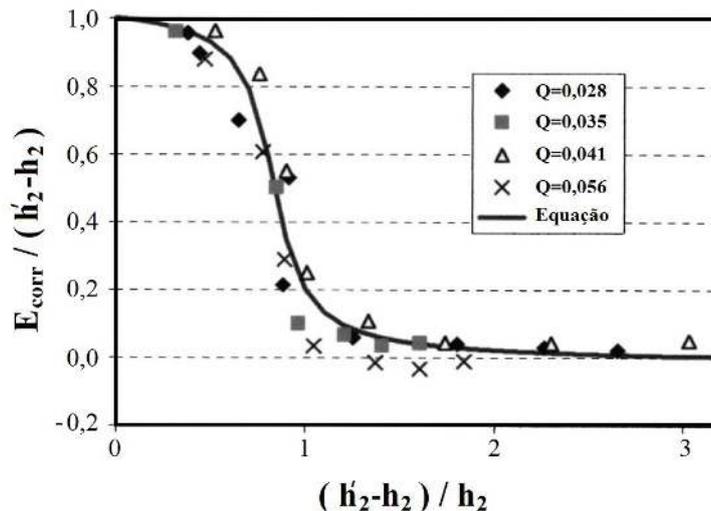


Figura 2.2.8 – Ajustamento relativo da energia necessário para aplicar a equação da energia específica do escoamento livre ao escoamento submerso (Clemmens *et al.*, 2003)

A Eq. 2.2.37 foi obtida por Clemmens *et al.* (2003) através de uma regressão ajustada aos dados experimentais (Figura 2.2.8), válida para $0 < E_{corr}/(h'_2 - h_2) < 1$.

$$\frac{E_{corr}}{(h'_2 - h_2)} = 0,52 - 0,34 \operatorname{atg} \left[7,89 \left(\frac{h'_2 - h_2}{h_2} - 0,83 \right) \right] \quad (2.2.37)$$

Esta relação descreve essencialmente a transição entre o ressalto livre e o submerso, garantindo a continuidade na determinação da vazão.

As equações apresentadas por Clemmens *et al.* (2003) necessitam ser resolvidas de forma iterativa para determinar a vazão. No caso do ressalto livre, é necessária a resolução iterativa, por R_e depender de $1 + \xi$. Depois de calculado o caudal para o ressalto livre (Eq. 2.2.31), a equação da quantidade de movimento (Eq. 2.2.34) é utilizada para determinar se o escoamento ocorre com ressalto submerso. Nesse caso, a equação da energia específica (Eq. 2.2.33) e a equação da quantidade de movimento total (Eq. 2.2.34) para ressalto submerso são resolvidas iterativamente até que os valores de Q e h'_2 convirjam.

Clemmens *et al.* (2003) assinalam a necessidade de analisar melhor o comportamento da correção de energia ξ em condições de escoamento submerso para um maior leque de condições. A questão foi novamente analisada por Wahl (2005), que obteve uma nova equação para E_{corr} , que Wahl e Clemmens (2005) posteriormente reavaliam, sugerindo que a equação para a E_{corr} proposta inicialmente por Clemmens *et al.* (2003) é a que apresenta a solução mais adequada. Estas formulações foram analisadas por López-Canteñs *et al.* (2010), que confirmam que a equação para E_{corr} proposta por Clemmens *et al.* (2003) é a que conduz a melhores resultados.

Outra forma de atender às perdas de energia a montante e a jusante de uma comporta foi estudada por Habibzadeh *et al.* (2011). Com base numa análise teórica, determinam o C_V de comportas em canais retangulares para escoamento com ressalto livre e submerso. O método permite ter em atenção os efeitos da dissipação da energia entre a secção a montante da comporta e a secção contraída do escoamento.

A perda de energia a montante da comporta é imputada à turbulência induzida pela região de recirculação (existência de vórtices) e ao aumento da camada limite. Para escoamento com ressalto submerso, a perda de energia é atribuída à turbulência causada pela entrada da veia líquida (que sai da comporta) e que fica submersa sob a massa de água parada a jusante da comporta.

A perda de energia entre a secção 1 e 2 é habitualmente negligenciada. No entanto, Habibzadeh *et al.* (2011) consideraram esta perda, introduzindo-a na equação da energia específica através do coeficiente k . O coeficiente foi caracterizado por $k U_2^2 / 2g$. Para validar esta metodologia, foram utilizados dados experimentais existentes na literatura de referência.

Introduzindo o coeficiente k na equação da igualdade das energias específicas (Eq. 2.2.13)

entre a secção 1 e 2, vem

$$h_1 + \frac{q^2}{2g h_1^2} = h_2' + \frac{q^2}{2g h_2^2} (1+k) . \quad (2.2.38)$$

Resolvendo conjuntamente as equações 2.2.38 e 2.2.11, o valor do C_V para escoamento com ressalto livre vem dado por

$$C_V = C_c \sqrt{\frac{1 - 1/\beta}{1 + k - 1/\beta^2}} , \quad (2.2.39)$$

em que $\beta = h_1/h_2 = h_1/(C_c a)$.

Através da resolução simultânea das equações da igualdade das energias específicas (Eq. 2.2.38) e da quantidade de movimento total (Eq. 2.2.14), Habibzadeh *et al.* (2011) identificaram que uma das raízes resultantes era fisicamente possível. Essa raiz permite determinar o C_V para a condição de escoamento submerso, vindo

$$\frac{C_V}{C_c} = \frac{\sqrt{[k\beta^2 + (\beta - 1)^2 + 2(\alpha - 1)] - \sqrt{[k\beta^2 + (\beta - 1)^2 + 2(\alpha - 1)]^2 - [\beta^2(1+k) - 1]^2 (1 - 1/\alpha^2)}}}{\beta(1+k) - 1/\beta} \quad (2.2.40)$$

em que $\alpha = \frac{h_1}{h_3}$.

Conforme já assinalado, sempre que a altura de água a jusante é superior à altura conjugada do ressalto, h_3 , há submersão do ressalto. A relação entre as alturas conjugadas do ressalto hidráulico quando o escoamento é livre, desprezando as perdas por resistência do fundo, é dada pela Eq. 2.2.5. Considerando F_{r2} e substituindo o C_V da Eq. 2.2.39 na Eq. 2.2.11 e depois na Eq. 2.2.5, a passagem do ressalto livre a submerso pode ser obtida por

$$\frac{h_3}{a} = \frac{1}{2} C_c \left(\sqrt{1 + \frac{16(\beta - 1)}{1 + k - 1/\beta^2}} - 1 \right) \quad (2.2.41)$$

Para aplicação do método, Habibzadeh *et al.* (2011) consideraram um C_c constante com o valor de 0,611 (para escoamento livre e submerso). Com recurso à minimização da soma do erro absoluto, determinaram para escoamento livre o valor de $k = 0,062$ e para

escoamento submerso o valor de $k = 0,088$. Também foi verificado que a magnitude de k é influenciada pela geometria da comporta.

2.2.2 Orifícios

A vazão sob uma comporta assemelha-se ao escoamento através de um orifício (Lencastre, 1983; Rajaratnam e Subramanya, 1967a; Munson *et al.*, 2004).

Para tal, é considerada uma velocidade de referência $\sqrt{2gh}$, resultando na Eq. 2.2.11. No caso dos orifícios submersos, a altura h é substituída pelo diferencial de alturas a montante e a jusante da comporta, Δh ¹⁶. Esta abordagem é aplicada quando a dimensão do orifício é pequena em comparação com o reservatório.

Para o caso de um orifício junto ao fundo de um canal, as considerações anteriores ainda são válidas. No entanto, tratando-se de um orifício de grandes dimensões (Figura 2.2.9.a), já não se pode considerar que a carga é constante em toda a secção do orifício. Neste caso, o caudal obtém-se por integração, vindo

$$Q = \int_{h_1-a}^{h_1} C_V b \sqrt{2gh} dh \quad . \quad (2.2.42)$$

Assim, para um orifício retangular vem

$$Q = \frac{2}{3} C_V b \sqrt{2g} \left(h_1^{3/2} - (h_1 - a)^{3/2} \right) \quad . \quad (2.2.43)$$

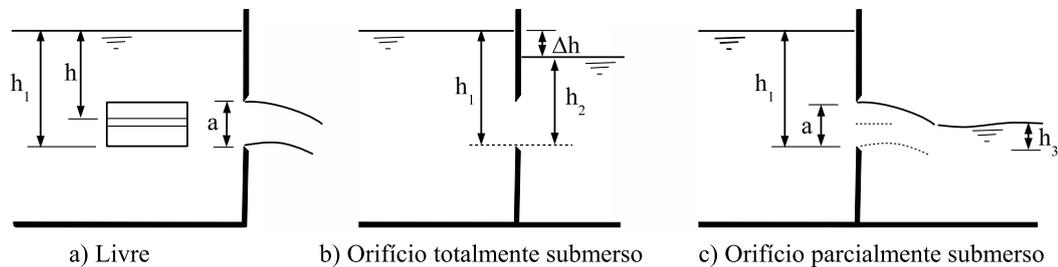


Figura 2.2.9 – Orifício retangular de grandes dimensões

O valor do C_V , no caso de paredes delgadas, tem o valor de referência de 0,60 (Quintela, 1991; Lencastre, 1983). Este valor, está normalmente sujeito a calibração dependendo das condições específicas do orifício (tipo, espessura das paredes, contração).

¹⁶Apenas quando $\Delta H = \Delta h + \underbrace{U_1^2/2g - U_2^2/2g}_{\approx 0}$.

Nos casos em que a velocidade de chegada seja considerada importante, esta deve ser incluída na Eq. 2.2.43, vindo

$$Q = \frac{2}{3} C_V b \sqrt{2g} \left[\left(h_1 + \frac{U_1^2}{2g} \right)^{3/2} - \left(h_1 - a + \frac{U_1^2}{2g} \right)^{3/2} \right] \quad (2.2.44)$$

No caso do escoamento totalmente submerso (Figura 2.2.9.b) a vazão é deduzida a partir da equação de Bernoulli, vindo dada por

$$Q = C_V b a \sqrt{2g \Delta h} \quad . \quad (2.2.45)$$

No caso de orifícios parcialmente submersos (Figura 2.2.9.c), de forma aproximada, pode-se determinar separadamente a vazão, considerando a parte livre e parte submersa, que posteriormente são somadas. O caudal será então

$$Q = \frac{2}{3} C_{V_1} b \sqrt{2g} \left((h_1 - h_3)^{3/2} - (h_1 - a)^{3/2} \right) + C_{V_2} b h_3 \sqrt{2g(h_1 - h_3)} \quad . \quad (2.2.46)$$

Os coeficientes de vazão C_{V_1} e C_{V_2} podem assumir o valor 0,60. Este valor é o recomendado na bibliografia de referência. No entanto, estes coeficientes normalmente são pouco conhecidos, sendo necessária a sua calibração (Lencastre, 1983).

Quando a água se escoar livremente através de um orifício cujo fundo e paredes laterais não apresentam contração, as linhas de corrente são idênticas à da veia líquida livre sob uma comporta plana vertical (USBR, 2001; Bos, 1989). Partindo deste princípio, as metodologias que a seguir se apresentam, encontram-se integradas em dois modelos de simulação de canal (SIC e HEC-RAS) que recorrem aos conceitos utilizados nos orifícios para determinar a vazão em comportas.

O modelo de simulação SIC, é um software comercial, desenvolvido pela equipa de investigação pertencente à Divisão de Irrigação do Cemagref¹⁷ - Montpellier (França). Inclui um conjunto de equações de vazão para comportas que foram desenvolvidas experimentalmente pela equipa de investigação. Para além das comportas, o modelo permite modelar outras estruturas de controlo integradas em canais (descarregadores, orifícios), descritos no manual do software (Baume *et al.*, 2005).

O modelo SIC considera que o ressalto é livre quando $h_3/h_1 \leq \eta$. Para essa situação, o

¹⁷ Centre National du Machinisme Agricole, du Genie Rural, des Eaux et des Forets

caudal é obtido por

$$Q = b\sqrt{2g} \left(C_{VF} h_1^{3/2} - C_{V1} (h_1 - a)^{3/2} \right) . \quad (2.2.47)$$

Sabendo que o coeficiente de vazão é uma função de h_1/a , a variação de C_V vem dada por $C_{VF} = C_{V0} - \frac{0,08}{h_1/a}$, com $C_{V0} \approx 0,4$ e, $C_{V1} = C_{V0} - \frac{0,08}{h_1/a-1}$. Para garantir a continuidade na situação de escoamento livre para $h_1/a = 1$, é necessário que $C_{VF} = C_{V0} - 0,08$, em que $C_{VF} = 0,32$, para $C_{V0} = 0,4$. A transição entre escoamento livre e submerso vem descrita por $\eta = 1 - 0,14 \frac{h_3}{a}$, válida para $0,4 \leq \eta \leq 0,75$.

No modelo SIC, a vazão na situação de escoamento submerso vem subdividida em escoamento parcial e totalmente submerso. Para escoamento parcialmente submerso, é necessário verificar as condições ($h_3/h_1 > \eta$) e ($h_3 \leq \eta h_1 + (1 - \eta_1) a$), em que $\eta_1 = 1 - 0,14 \frac{h_3-a}{a}$, sendo a vazão dada por

$$Q = b \sqrt{2g} \left(k_F C_{VF} h_1^{3/2} - C_{V1} (h_1 - a)^{3/2} \right) . \quad (2.2.48)$$

O coeficiente de redução, k_F , função de h_3/h_1 , é obtido por

$$k_F = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{x}{\sqrt{1-\eta}} \right)^\beta & , \text{ Se } x > 0,2 \\ 5 x \left[1 - \left(1 - \frac{0,2}{\sqrt{1-\eta}} \right)^\beta \right] & , \text{ Se } x \leq 0,2 \end{cases} \quad (2.2.49)$$

com, $x = \sqrt{1 - h_3/h_1}$ e, $\beta = -2\eta + 2,6$.

O escoamento totalmente submerso está sujeito às condições ($h_3/h_1 > \eta$) e ($y_3 > \eta_1 h_1 + (1 - \eta_1) a$), sendo calculado por

$$Q = b \sqrt{2g} \left(k_F C_{VF} h_1^{3/2} - k_{F1} C_{V1} (h_1 - a)^{3/2} \right) , \quad (2.2.50)$$

em que k_{F1} é semelhante a k_F , sendo h_3 substituído por $(h_3 - a)$ e h_1 por $(h_1 - a)$. Vem

$$k_{F1} = \begin{cases} 1 - \left(1 - \frac{x_1}{\sqrt{1-\eta_1}} \right)^{\beta_1} & , \text{ Se } x_1 > 0,2 \\ 5 x_1 \left[1 - \left(1 - \frac{0,2}{\sqrt{1-\eta_1}} \right)^{\beta_1} \right] & , \text{ Se } x_1 \leq 0,2 \end{cases}$$

e os coeficientes $x_1 = \sqrt{1 - \frac{h_3 - a}{h_1 - a}}$ e $\beta_1 = -2 \eta_1 + 2, 6$.

O valor de C_{V0} é o único parâmetro definido pelo utilizador, apenas usado para iniciar o processo de cálculo. É função do coeficiente clássico C_V , e definido por $C_{V0} = 2/3 C_V$. O C_V normalmente tem o valor de 0,6 (Lencastre, 1983) ou pode ser obtido experimentalmente.

O HEC-RAS é um software que se destina ao cálculo do escoamento com superfície livre. O software HEC-RAS foi desenvolvido no *Hydrologic Engineering Center* (HEC), que é um departamento do *Institute for Water Resources*, do *U. S. Army Corps of Engineers*. Este software permite a inclusão de várias estruturas hidráulicas, como sejam os descarregadores, as comportas ou a sua combinação HEC (2010).

De acordo com HEC (2010), a determinação do caudal em comportas planas verticais pode ser determinado da forma que se segue:

i) Escoamento livre - ($h_3/h_1 \leq 0,67$)

$$Q = C_V b a \sqrt{2 g h_1} ; \quad (2.2.51)$$

ii) Escoamento parcialmente submerso - ($0,67 < h_3/h_1 < 0,80$)

$$Q = C_V b a \sqrt{2 g 3 (h_1 - h_3)} ; \quad (2.2.52)$$

iii) Escoamento submerso - ($h_3/h_1 \geq 0,80$)

$$Q = C'_V b a \sqrt{2 g (h_1 - h_3)} , \quad (2.2.53)$$

em que C_V e C'_V são valores constantes obtidos experimentalmente e que normalmente variam entre 0,5 e 0,7.

2.2.3 Análise dimensional

Com base numa análise teórica, Ferro (2000) deduziu uma curva de vazão aplicando o teorema dos Π da análise dimensional para a vazão com ressalto livre sob comporta plana vertical. Validou os resultados com ensaios experimentais realizados num canal de laboratório. Esta formulação utiliza variáveis adimensionais que permitem descrever o fenómeno físico. A resolução deste problema conduz a duas variáveis adimensionais, h_1/a e h_c/a , relacionadas pela seguinte equação

$$\frac{h_c}{a} = m_L \left(\frac{h_1}{a} \right)^{n_L}, \quad (2.2.54)$$

em que $h_c = \sqrt[3]{\frac{(Q/b)^2}{g}}$ é a altura crítica em secções retangulares. As constantes m_L e n_L são determinadas experimentalmente, de modo a ajustar os dados à Eq. 2.2.54, obtidos por meio de uma regressão não-linear.

Inicialmente, este estudo só contemplava o escoamento livre sob comporta, vindo a ser posteriormente completado para o escoamento submerso por Ansar (2001) e por Ferro (2001), resultando a equação que se segue para determinação do escoamento submerso em comportas

$$\frac{h_c}{a} = m_S \left(\frac{h_1 - h_3}{a} \right)^{n_S}. \quad (2.2.55)$$

À semelhança do procedimento para escoamento livre, os parâmetros m_S e n_S da Eq. 2.2.55 também requerem a calibração com dados de campo e são determinados com recurso a uma regressão não-linear.

Sepúlveda *et al.* (2009) verificaram a metodologia descrita por Ferro (2001) para a situação de escoamento submerso sob comporta, observando que apresenta bons resultados. Numa análise realizada posteriormente, Bijankhan e Kouchakzadeh (2011) referem que o método proposto por Ferro pode não ser suficientemente preciso para pequenos valores de submersão (escoamento parcialmente submerso). Na Figura 2.2.10, pode verificar-se que a transição entre escoamento livre e submerso definida por Ferro se afasta das curvas similares determinadas por Rajaratnam e Subramanya (1967a), Bos (1989), Swamee (1992) e Lin *et al.* (2002).

Para atender especialmente às condições de escoamento parcialmente submerso, Bijankhan *et al.* (2012) propõem uma nova formulação da metodologia apresentada por Ferro. Esta abordagem deriva também do teorema dos $\Pi\Pi$. Identificaram como parâmetros em falta, a altura de água máxima para a qual se observa a transição entre ressalto livre e submerso e a perda de energia existente entre a secção 1 e 2, que incluíram na sua análise.

Para caracterizar a transição entre escoamento livre e submerso Bijankhan *et al.* (2012) recorreram à Eq. 2.2.41 proposta por Habibzadeh *et al.* (2011), que leva em consideração as perdas de energia. Definiram como grau de submersão a relação $\eta = 100 \times (h_3 - h_{3max})/h_{3max}$. Estabeleceram que, para valores de η superiores a 20, o escoamento é totalmente submerso e para valores de η entre 0 e 20 o escoamento é parcialmente

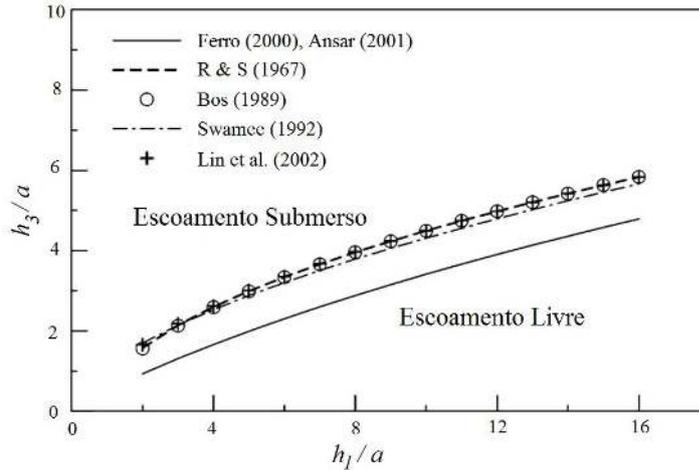


Figura 2.2.10 – Transição entre escoamento livre e submerso (Bijankhan e Kouchakzadeh, 2011)

submerso.

Quando a altura de água a jusante é superior à altura conjugada do ressalto, $(h_3)_{max}$, forma-se o ressalto submerso. Por isso, pode considerar-se que $(h_3)_{max}$ é uma propriedade do escoamento submerso, devendo ser considerada na calibração.

Com base neste princípio, os autores apresentam a Eq. 2.2.56, que pode ser utilizada para escoamento sob comporta com ressalto livre ou submerso, incluindo também a zona de transição.

$$\frac{h_c}{a} = m \left(\frac{h_1}{a} \right)^n \quad (2.2.56)$$

Para um valor constante de h_1/a , quando h_3/a aumenta, a vazão sob a comporta tende a diminuir até atingir o valor zero. Por outro lado, quando h_3/a iguala o valor de $(h_3)_{max}/a$ ocorre o escoamento livre e a Eq. 2.2.56 tem que ser independente de h_3/a . Como consequência, o fator de redução da vazão, DRF ¹⁸, a incluir na Eq. 2.2.56 deve variar entre 0 e 1. Com a definição de DRF , é possível criar uma relação que permite a definição duma curva de vazão apta para aplicar de forma contínua em todo o regime de funcionamento de uma comporta, desde o escoamento com ressalto livre ao submerso, incluindo a zona de transição. Assim, o fator de redução da vazão proposto por Bijankhan *et al.* (2012) vem dado por

$$DRF = \left(\frac{(h_1 - h_3)/a}{\alpha [(h_3 - h_{3max})/a]^\beta + (h_1 - h_3)/a} \right)^\omega \quad (2.2.57)$$

¹⁸Em inglês DRF significa Discharge Reduction Factor.

em que, α , β e ω são parâmetros determinados experimentalmente. Bijankhan *et al.* (2012) ainda salientam que qualquer parâmetro que afete a transição entre o escoamento livre e o submerso desempenha um papel importante na determinação da vazão, especialmente em condições de escoamento parcialmente submerso. A inclusão de $(h_3)_{max}$ definido pela Eq. 2.2.41 na Eq. 2.2.57 permite incluir a perda de energia, como fator chave na zona de transição. Esta abordagem pode, por isso, representar uma ajuda na modelação da zona de transição entre escoamento livre e submerso (zona de escoamento parcialmente submerso).

2.3 Soleiras descarregadoras

As soleiras descarregadoras são das estruturas hidráulicas mais antigas que permitem controlar o escoamento e determinar a vazão (USB, 2001). O escoamento dá-se com superfície livre. As soleiras descarregadoras normalmente estão associadas a tomadas de água, órgãos de controlo de caudais e dispositivos de segurança, podendo ser referidas como controladores passivos¹⁹ (Rijo, 2010). Apresentam como grande vantagem a sua simplicidade (Bos, 1989; USB, 2001; Rijo, 2010). Quando bem dimensionadas, permitem manter relativamente constante a altura de água imediatamente a montante e quanto mais comprido for o descarregador, mais preciso é o controlo da altura de água (Rijo, 2010). Identificam-se como inconvenientes na utilização dos descarregadores a pouca precisão para pequenos caudais, devido à não linearidade da lei da vazão²⁰, a exigência da passagem de um escoamento lento a rápido e a consequente necessidade de uma perda de carga adicional (Rijo, 2010).

Pode considerar-se uma soleira descarregadora como um caso particular do orifício retangular de grandes dimensões (Eq. 2.2.43), desde que se considere a aresta superior do orifício como não existente, ou seja, um orifício incompleto. A parte superior da veia líquida na passagem pelo descarregador contacta a atmosfera e, por adquirir velocidade, situa-se abaixo da superfície livre na região não perturbada a montante, produzindo um efeito de chamada. Quando a parte da soleira que está em contacto com a veia líquida descarregada se limita a uma aresta talhada em bisel, denomina-se de *soleira delgada*. Se existir um comprimento apreciável no contacto da lâmina líquida com a parede, as linhas de corrente na secção de controlo são praticamente retilíneas e paralelas, podendo considerar-se que a distribuição de pressões é hidrostática, e a soleira designa-se por *soleira espessa* (Manzanares, 1980; Lencastre, 1983; Quintela, 1991). Sempre que a

¹⁹Um controlador passivo é uma estrutura ou equipamento que, em condições normais, assegura de modo automático e sem acionamento de qualquer órgão móvel a manutenção da variável controlada (*e.g.*, quando regula a altura de água a montante numa soleira) na vizinhança do respetivo valor de referência, com uma precisão aceitável ao fim em vista e independentemente das condições hidráulicas existentes na vizinhança (Rijo, 2010).

²⁰Curva que mostra a relação entre a carga (definida pela diferença de nível entre a linha de energia a montante e a crista da soleira) e o caudal (Lencastre, 1983).

lâmina líquida descarregada sofre um desvio brusco no contacto com a soleira, dá-se a *contração* da parte inferior da lâmina líquida. Quando o contorno da soleira se encontra afastada das paredes laterais do canal a montante, há *contração lateral*, devido ao brusco desvio lateral da lâmina na aproximação à soleira. Numa soleira a toda a largura do canal não existe contração lateral, limitando-se à contração da parte inferior (Manzanares, 1980; Lencastre, 1983; Quintela, 1991).

A utilização de soleiras delgadas vem recomendada por Brater *et al.* (1996) para alturas de água acima da crista compreendidas entre 0,06 m e 0,60 m. Quando as alturas são inferiores a 0,06 m, Brater *et al.* (1996) referem que as soleiras delgadas retangulares não são suficientemente precisas, devendo-se dar preferência à utilização de soleiras delgadas triangulares. Este facto deve-se a que a soleira delgada retangular é mais precisa mas é menos sensível que o descarregador triangular. Assim, para caudais baixos, Lencastre (1983) refere que o acréscimo de precisão atenua-se e o decréscimo de sensibilidade acentua-se, pelo que, abaixo de 30 ls^{-1} , deve-se utilizar o descarregador triangular.

Para grandes alturas de água, Brater *et al.* (1996) referem que normalmente são utilizadas soleiras com o perfil curvo (*e.g.*, soleira espessa do tipo WES). Por outro lado, Kraatz e Mahajan (1982), Bos *et al.* (1984) e USBR (2001) também referem que as soleiras delgadas não são adequadas para grandes caudais, aconselhando a utilização de soleiras espessas (*e.g.*, caleiras Venturi e Parshall), por exigirem menores perdas de carga do que as soleiras delgadas, devido à sua razoável precisão para uma vasta gama de amplitude de caudais, por serem pouco afetadas pela velocidade de chegada e por serem pouco influenciadas pela deposição de sedimentos.

Este tipo de estrutura hidráulica de controle apresenta uma ampla gama de aplicações e diversas geometrias da crista. Na presente secção, serão apresentadas a soleira espessa, a soleira delgada retangular e a soleira espessa do tipo WES.

2.3.1 Soleira espessa

Considere-se a secção de controlo (secção 2) de uma estrutura com a crista horizontal representada na Figura 2.3.1, em que o perfil é arredondado a montante para evitar a contração inferior da veia líquida²¹. Se as linhas de corrente atingirem numa curta distância um paralelismo tal que se possa admitir uma distribuição hidrostática de pressões, como já tinha sido referido, designa-se por descarregador de *soleira espessa* (Lencastre, 1983; Bos, 1989; Quintela, 1991). Para obter esta configuração, a espessura da soleira, e , no sentido do escoamento, deve verificar a relação $0,07 \leq H_1/e \leq 0,50$, em que H_1 representa a carga a montante da soleira (Lencastre, 1983; Bos, 1989). Para valores de $H_1/e < 0,07$, a perda de energia sobre o descarregador já não pode ser

²¹A contração da veia líquida também pode ser evitada com recurso a um paramento de montante inclinado a 2H:1V ou 3H:1V (Bos *et al.*, 1984).

desprezada e podem ocorrer ondulações; para $H_1/e > 0,50$, acentua-se a curvatura das linhas de corrente e não existe distribuição hidrostática de pressões.

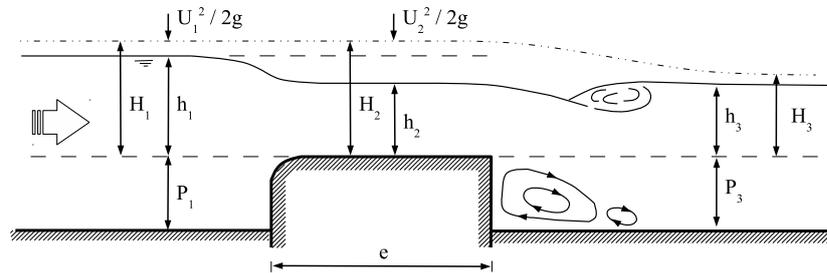


Figura 2.3.1 – Descarregador de soleira espessa (Lencastre, 1983)

Considerando que a distancia entre as secções 1 e 2 é suficientemente pequena para que possa ser desprezada a perda de energia e que na secção de controlo (secção 2) existe uma distribuição hidrostática de pressões, da equação de Bernoulli vem que

$$H_1 = h_2 + \frac{U_2^2}{2g} = h_2 + \frac{Q^2}{2g A_2^2} \quad , \quad (2.3.1)$$

em que h_2 e U_2 representam respetivamente a altura de água e a velocidade média na secção de controlo. Resolvendo em ordem a Q , a vazão pode ser determinada por

$$Q = A_2 \sqrt{2g(H_1 - h_2)} \quad . \quad (2.3.2)$$

Para considerar vários efeitos secundários tais como: linhas de corrente não serem totalmente paralelas; distribuição não uniforme de velocidades; forma da soleira e das condições de chegada, introduz-se um coeficiente de vazão, C_V . Por razões de ordem prática, é mais fácil medir a montante da soleira a altura de água h_1 do que a energia H_1 , o que corresponde a desprezar a energia cinética do escoamento a montante (Lencastre, 1983). Para atender a esta simplificação, introduz-se um coeficiente de velocidade, C_v . Os coeficientes C_V e C_v vêm dados em função das diferentes geometrias das soleiras. Fazendo $A_2 = b h_2$, no caso da secção retangular, obtém-se da Eq. 2.3.2 a vazão dada por

$$Q = C_V C_v b h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad . \quad (2.3.3)$$

Utilizando o princípio de Belanger, o caudal descarregado será o máximo compatível com a energia possuída pela corrente vinda de montante (Manzanares, 1980; Quintela, 1991; USBR, 2001). O caudal máximo pode ser obtido por

$$\frac{dQ}{dh_2} = C_V C_v b \sqrt{2g} \left(\sqrt{h_1 - h_2} - \frac{1}{2} \frac{h_2}{\sqrt{h_1 - h_2}} \right) = 0 ,$$

considerando

$$\sqrt{h_1 - h_2} - \frac{1}{2} \frac{h_2}{\sqrt{h_1 - h_2}} = 0$$

e resolvendo em ordem a h_2 , obtém-se que $h_2 = \frac{2}{3} h_1$, a que corresponde a altura crítica²² de uma secção retangular. Substituindo h_2 na Eq. 2.3.3, obtém-se a equação geral da vazão em soleiras espessas dada por

$$Q = C_V C_v b \frac{2}{3\sqrt{3}} \sqrt{2g} h_1^{3/2} . \quad (2.3.4)$$

Para $0,1 \leq H_1/e \leq 1,0$, o valor do C_V (Bos *et al.*, 1984; Clemmens *et al.*, 2001), pode ser determinado por

$$C_V = (H_1/e - 0,07)^{0,018} , \quad (2.3.5)$$

e o valor do C_v , em função de $\sqrt{\alpha_1} C_V A^*/A_1$, pode ser obtido a partir da Figura 2.3.2, em que α_1 é o coeficiente de distribuição da velocidade, A_1 a área líquida a montante da soleira e A^* uma área equivalente a uma área imaginária do escoamento na secção de controlo, caso a altura de água fosse igual a h_1 , sendo dada por $A^* = b h_1$ para uma secção retangular (Bos, 1989; Clemmens *et al.*, 2001).

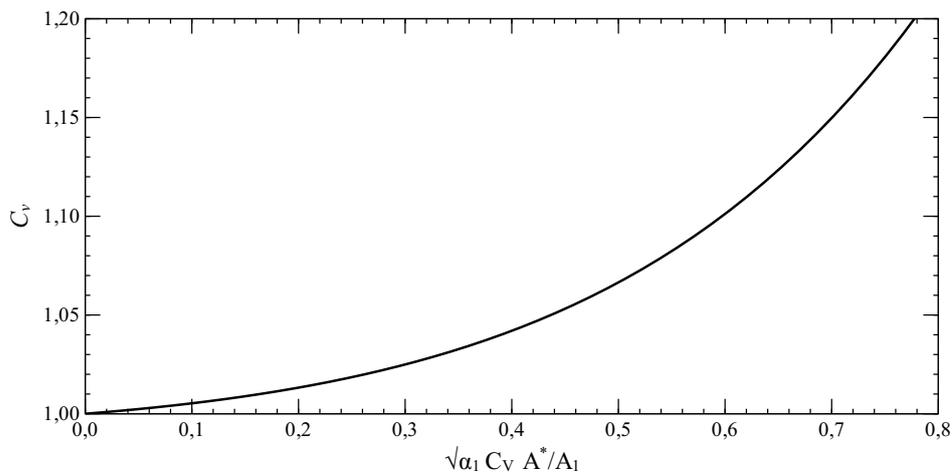


Figura 2.3.2 – Valores do coeficiente de velocidade, C_v , para descarregadores de soleira espessa com secção retangular (Clemmens *et al.*, 2001)

²²Para secções retangulares, a altura crítica vem dada por $h_c = \frac{2}{3} E_c$ e $E_c = H_1$. Quando $\frac{U_1^2}{2g} \simeq 0$, pode considerar-se que $H_1 = h_1$.

Na nota técnica apresentada por Azimi e Rajaratnam (2009), são analisadas as soleiras espessas com aresta viva ou arredondada entre o paramento de montante e a crista, que os autores referem como soleiras de comprimento finito, para as condições de escoamento com ressalto livre. Em função do comprimento relativo h_1/e , classificam as soleiras de comprimento finito em: a) soleira longa, para $0 < h_1/e < 0,1$; b) soleira espessa, para $0,1 < h_1/e < 0,4$; c) soleira estreita, para $0,4 < h_1/e < 2,0$; e d) soleira delgada, para $h_1/e > 2,0$. Limites semelhantes aos descritos por Azimi e Rajaratnam (2009) são propostos por Sturm (2001) e por Hager (2010), que propõem uma classificação semelhante mas com pequenas variações nos limites. Na Figura 2.3.3, apresentam-se os limites propostos por Hager (2010).

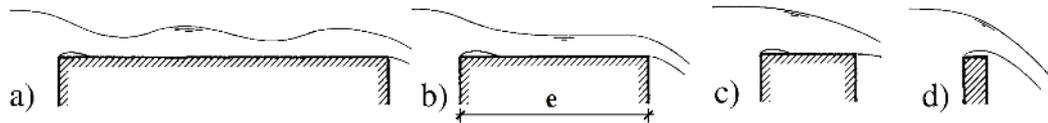


Figura 2.3.3 – Padrão do escoamento em soleiras espessas de aresta viva a montante, para diferentes h_1/e . a) $0 < h_1/e < 0,1$; b) $0,1 < h_1/e < 0,35$; c) $0,35 < h_1/e < 1,5$; d) $h_1/e > 1,5$ (Hager, 2010)

Azimi e Rajaratnam (2009) optaram por juntar os coeficientes C_V e C_v da Eq. 2.3.4 num único coeficiente C_V , para o qual obtiveram diferentes equações em função da classificação anteriormente referida. Apresentam como vantajosa a soleira de aresta arredondada, de raio r , para o intervalo $0,094 < r/P_1 < 0,25$, por apresentar uma redução na separação da veia líquida e garantir um C_V maior. Para $0,25 < r/P_1 < 1,0$, referem que não existe separação da veia líquida. No presente trabalho, apenas se apresenta o C_V relativo à soleira espessa ($0,1 < h_1/e < 0,4$) com aresta arredondada dado pela Eq. 2.3.6 de Azimi e Rajaratnam (2009).

$$C_V = 0,9 + 0,147 \frac{h_1}{h_1 + P_1} \quad (2.3.6)$$

Sempre que a carga H_3 não seja suficientemente elevada para afetar a vazão e o grau de afogamento definido por H_3/H_1 apresentar valores baixos, o escoamento é referido como *modular*. O grau de afogamento a partir do qual o valor do caudal real se desvia de 1% do calculado designa-se por *limite modular* (Bos, 1989; Rijo, 1993; USBR, 2001).

De acordo com a solução construtiva adotada para a soleira espessa, o seu limite modular pode variar entre 0,70 e 0,90 (Henderson, 1966; Rijo, 1993; Hager e Schwalt, 1994; Hulsing, 1968). O limite modular pode ser obtido de forma expedita a partir da Figura 2.3.4, em função de H_1/P_3 e da inclinação do paramento de jusante (Bos, 1989).

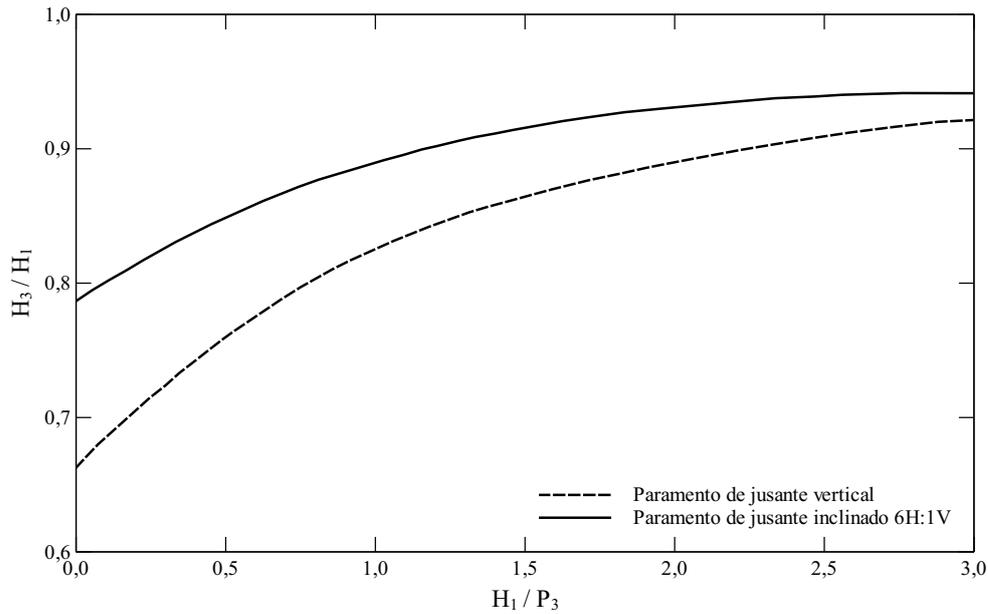


Figura 2.3.4 – Limite modular em descarregadores de soleira espessa (Bos, 1989)

Em geral, a vazão com submersão por jusante, Q_S , de uma soleira pode ser descrita por

$$Q_S = k_F Q \quad , \quad (2.3.7)$$

em que Q é a vazão dada pela Eq. 2.3.4 (escoamento livre) e k_F um fator de redução da vazão (Villemonthe, 1947; Bradley, 1978; Brater *et al.*, 1996; Azimi *et al.*, 2014).

Para soleiras espessas com submersão por jusante, Azimi *et al.* (2014) propõem a Eq. 2.3.8. As curvas do k_F que determinaram em função do grau de afogamento e dos expoentes m e n a aplicar na Eq. 2.3.8 podem ser observadas na Figura 2.3.5. As curvas da Figura 2.3.5 estão de acordo com a classificação referida anteriormente e proposta por Azimi e Rajaratnam (2009) e Azimi *et al.* (2014).

$$k_F = \left[1 - \left(\frac{h_3}{h_1} \right)^m \right]^n \quad (2.3.8)$$

Para além das curvas propostas por Azimi *et al.* (2014), na Figura 2.3.5 também se encontram representadas a curva apresentada pela *Federal Highway Administration* (FHWA) e pelo HEC-RAS, para a determinação da vazão sobre tabuleiros de pontes, normalmente analisados como soleiras espessas (Bradley, 1978; HEC, 2010) e a curva do SIC relativa a soleiras baixas (Baume *et al.*, 2005).

Cunge e Woolhiser (1975) propõem, para a simulação e controlo de soleiras em modelos matemáticos, a utilização das equações da vazão relativas a soleiras espessas. Para

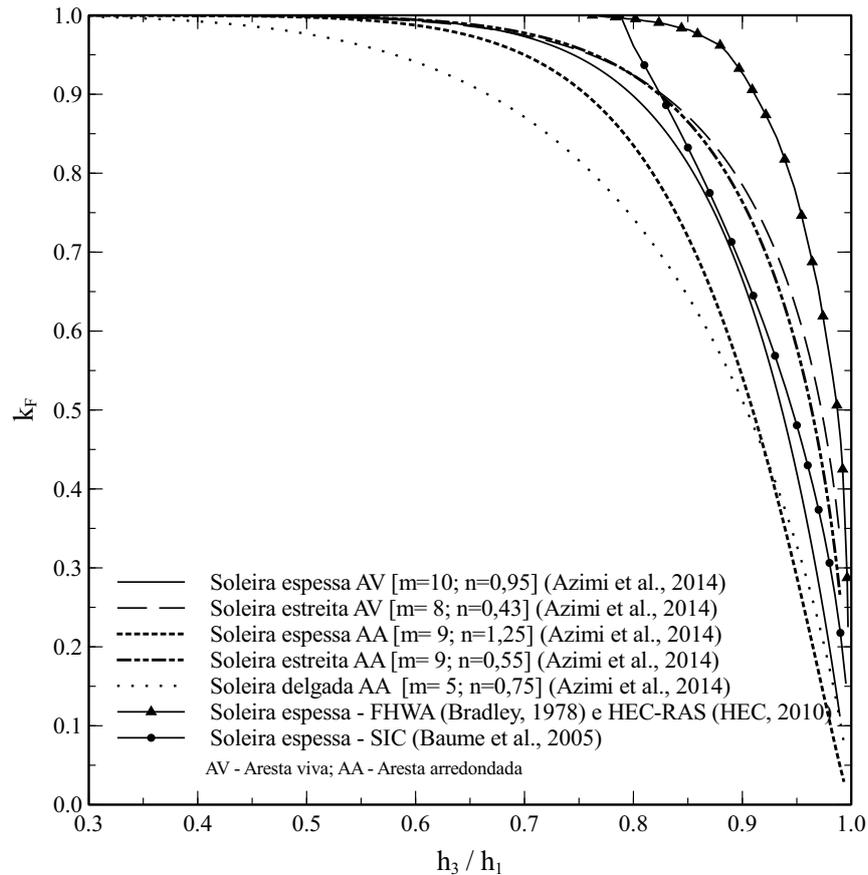


Figura 2.3.5 – Fator de redução da vazão, em função do grau de afogamento, para diferentes tipos de soleira (Adaptado de Azimi *et al.* (2014))

escoamento livre, recorrem à Eq. 2.3.4 e, para o escoamento submerso por jusante à Eq. 2.3.3. As equações propostas por Cunge e Woolhiser (1975) utilizam C_V diferentes para escoamento livre e para escoamento submerso. Em ambos os casos, adotam valores de C_V constantes. Consideram ainda que o limite modular se verifica para $h_3 = 2/3 h_1$.

O modelo SIC, também permite a determinação da vazão em soleiras controladas ou não por comportas (Baume *et al.*, 2005). Considera o modelo SIC duas situações distintas de soleiras: soleiras altas - quando P_1 e P_3 forem de grandes dimensões ($P_1 \gg 0$ e $P_3 \gg 0$); soleiras baixas - quando P_1 e P_3 forem muito pequenos ($P_1 \approx P_3 \approx 0$).

No caso das soleiras espessas altas, o modelo SIC recorre à Eq. 2.3.4 na forma

$$Q = C_{VL} b \sqrt{2g} h_1^{3/2} , \quad (2.3.9)$$

para determinação da vazão na situação de escoamento com ressalto livre e à Eq. 2.3.3 na forma

$$Q = C_{V_S} b \sqrt{2g} (h_1 - h_3)^{1/2} h_3 \quad , \quad (2.3.10)$$

para determinação da vazão na situação de ressalto submerso, à semelhança da proposta de Cunge e Woolhiser (1975). Baume *et al.* (2005) também consideram que o escoamento deixa de ser modular para $h_3 > 2/3 h_1$. Consideram que o coeficiente de vazão para escoamento livre C_{V_L} é em função de C_V , $C_{V_L} = 2/3 C_V$. C_V é habitualmente considerado igual a 0,60 (Lencastre, 1983), podendo ser determinado experimentalmente. Quando o escoamento é submerso por jusante, o coeficiente de vazão C_{V_S} vem dado por $C_{V_S} = \frac{3\sqrt{3}}{2} C_{V_L}$.

No caso das soleiras baixas, o modelo SIC também recorre à Eq. 2.3.9 para a determinação do caudal na situação de escoamento livre. Recorre a um C_{V_L} clássico de 0,40 ou a determinar experimentalmente. Quando o escoamento é submerso por jusante, a vazão vem dada pela Eq. 2.3.7. Neste caso, a vazão com ressalto livre é calculada pela Eq. 2.3.9 e o fator de redução da vazão é obtido pela Eq. 2.2.49 na situação $h_3/h_1 > \eta = 0,75$ (Baume *et al.*, 2005).

O modelo HEC-RAS considera diferentes possibilidades de soleiras. No caso específico das soleiras espessas, recorrem aos valores do C_V tabelados em Brater *et al.* (1996). Quando o escoamento é livre, a vazão vem dada por $Q = C_V b H_1^{3/2}$. Quando o escoamento é submerso, recorrem à curva da Figura 2.3.5 apresentada por Bradley (1978) para obtenção do fator de redução da vazão (HEC, 2010).

2.3.2 Soleira delgada

Quando é necessária a determinação precisa do caudal, por exemplo nos laboratórios de hidráulica ou na indústria, normalmente são utilizadas as soleiras de parede delgada. Para garantir uma elevada precisão, torna-se necessário promover a ventilação adequada da lâmina líquida, assegurando assim que esta se encontra à pressão atmosférica em todo o seu perímetro (Bos, 1989; USBR, 2001).

A precisão de uma soleira delgada retangular é da ordem de 1 a 2% em condições laboratoriais e de 5 a 10% *in situ*, dependendo das condições da instalação (USBR, 2001; Hager, 2010). A principal desvantagem que a soleira delgada retangular apresenta é a perda de carga significativa, necessária para o seu funcionamento adequado (Bos, 1989). De acordo com Azimi *et al.* (2012), as soleiras delgadas retangulares apresentam, de modo geral, melhores resultados que as soleiras espessas.

Uma soleira delgada horizontal com a crista talhada em bisel instalada a toda a largura de um canal retangular (sem contração lateral) e com o espaço sob a lâmina líquida arejado à pressão atmosférica é designada de *descarregador de Bazin* (Lencastre, 1983).

Na Figura 2.3.6, encontra-se representado esquematicamente o descarregador de Bazin e o respetivo perfil da lâmina líquida que sobre ele descarrega.

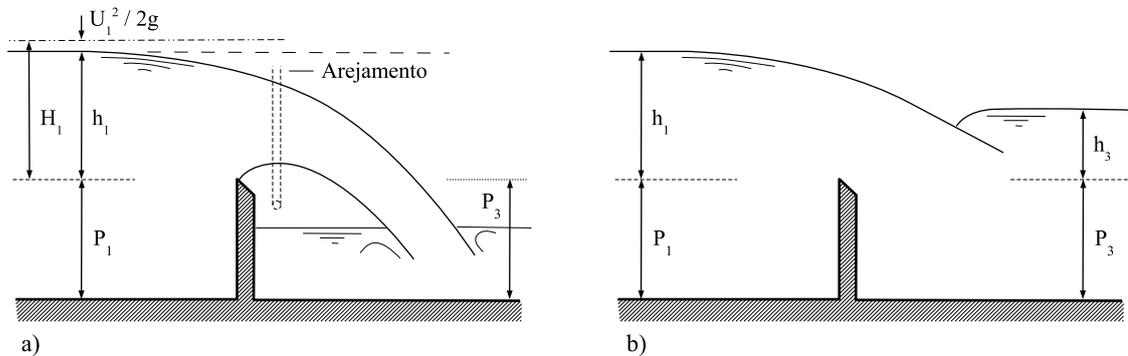


Figura 2.3.6 – Perfil da lâmina líquida num descarregador soleira delgada (Bazin), adaptado de Bos (1989): a) escoamento livre; b) escoamento submerso

Quando a carga aumenta, a veia líquida tende a separar-se da soleira. Se a entrada de ar não for suficiente para compensar o ar arrastado no escoamento, forma-se uma zona rarefeita e instável debaixo da veia e dá-se a sua depressão (Lencastre, 1983). A veia é considerada livre quando é garantido um arejamento suficiente com circulação de ar debaixo da veia. Neste caso, o C_V é independente da pressão no interior, que é atmosférica.

Segundo Lencastre (1983), os descarregadores consideram-se de soleira delgada quando a parte da soleira que está em contacto com a água, isto é, a espessura da crista, tem dimensões muito reduzidas. Bos (1989) refere que, na prática, a espessura da crista na direção do escoamento é geralmente igual ou inferior a 0,002 m e para uma altura de água mínima de 0,03 m a veia líquida não adere à parede da soleira.

Para garantir o funcionamento adequado de uma soleira delgada retangular devem ser garantidas as seguintes condições: $h_1 > 0,03\text{m}$; $H_1/P_1 \leq 2$; $P_1 \geq 0,10\text{m}$; $b > 0,15\text{m}$; e $P_3 > 0,05$ (Bos, 1989).

Para determinar o caudal numa soleira delgada sem contração lateral, considera-se que a soleira tem o comportamento de um orifício livre por jusante (Eq. 2.2.43) (Bos, 1989; Quintela, 1991; Manzanares, 1980). Desprezando a energia cinética ($H_1 \simeq h_1$), o caudal para uma soleira retangular sem contração lateral vem dado por

$$Q = \frac{2}{3} C_V b \sqrt{2g} h_1^{3/2} . \quad (2.3.11)$$

Os erros resultantes da aproximação $H_1 \simeq h_1$ são corrigidos através de C_V , desde que a secção de medição se situe a uma distância da soleira superior a 4 a 5 vezes a carga máxima de funcionamento (Bos, 1989; Lencastre, 1983; Quintela, 1991).

O valor aproximado de C_V apresentado por Quintela (1991) é de 0,60. No entanto,

sabe-se que o valor do C_V é uma função de h_1/P_1 . Existem diversas propostas para caracterizar o valor de C_V (Henderson, 1966; Kandaswamy e Rouse, 1957; Bos, 1989; USBR, 2001; Swamee, 1988). A título de exemplo, apresenta-se a abordagem formulada por Kandaswamy e Rouse (1957), em que o C_V pode ser aproximado para valores de $0 < h_1/P_1 < 6$ pela Eq. 2.3.12. Esta equação foi determinada experimentalmente por Rehbock (Henderson, 1966).

$$C_V = 0,611 + 0,08 h_1/P_1 \quad (2.3.12)$$

Kandaswamy e Rouse (1957) consideram que a utilização da Eq. 2.3.12 pode ser considerada aceitável até ao limite de $h_1/P_1 = 10$. No limite, quando a altura da soleira P_1 é grande, o C_V dado pela Eq. 2.3.12 tende para 0,611. Quando as soleiras são muito baixas, situação caracterizada por valores de $h_1/P_1 > 15$, segundo (Kandaswamy e Rouse, 1957), o coeficiente de vazão pode ser obtido por

$$C_V = 1,06 (1 + P_1/h_1)^{3/2} \quad (2.3.13)$$

A transição entre a Eq. 2.3.12 e a Eq. 2.3.13 faz-se com um máximo localizado aproximadamente a $h_1/P_1 = 10$, podendo este limite ser considerado como a transição entre soleira alta e baixa (Kandaswamy e Rouse, 1957)

Para garantir a continuidade entre a Eq. 2.3.12 e a Eq. 2.3.13, Swamee (1988) propõe, para todo o domínio de funcionamento da soleira, a equação

$$C_V = 1,06 \left[\left(\frac{14,14 P_1}{8,15 P_1 + h_1} \right)^{10} + \left(\frac{h_1}{h_1 + P_1} \right)^{15} \right]^{-0,1} \quad (2.3.14)$$

Quando existe contração lateral, a largura efetiva pode ser determinada pela Eq. 2.3.15 obtida por Francis (Manzanares, 1980)

$$b = b' - 0,1 N h_1 \quad (2.3.15)$$

onde b' é a largura da crista e N o número de contrações. Consoante existam duas, uma ou nenhuma contração, o valor de N assume os valores de 2, 1 e 0, respetivamente (Chow, 1959). Mais recentemente, Bagheri e Heidarpour (2010) propõem que a largura efetiva seja determinada por $b = b' - 0,19 h_1$, em soleiras delgadas retangulares com

contração lateral em ambos os lados.

Para além da soleira retangular referida, as soleiras delgadas podem assumir outras geometrias, tais como: retangular com contração lateral; triangular (abordada com maior detalhe na secção 3.1.2); trapezoidal, também designado por descarregador de Cipoletti; circular; com curva de vazão de equação linear, também designado por descarregador Sutro; inclinada; lateral; parabólica (Bos, 1989; Lencastre, 1983).

Villemonte (1947) estudou os efeitos na vazão da submersão do ressalto a jusante duma soleira. Analisou diferentes soleiras delgadas, para as quais propôs a Eq. 2.3.8 para definir o valor de k_F em função do grau de afogamento. No caso da soleira delgada retangular sem contração lateral, Villemonte (1947) propõe que as constantes m e n a aplicar na Eq. 2.3.8 (Figura 2.3.7) tenham respetivamente os valores de 1,5 e 0,385. A aplicação da equação de Villemonte (1947) é válida para $0,0 < h_3/h_1 < 0,9$.

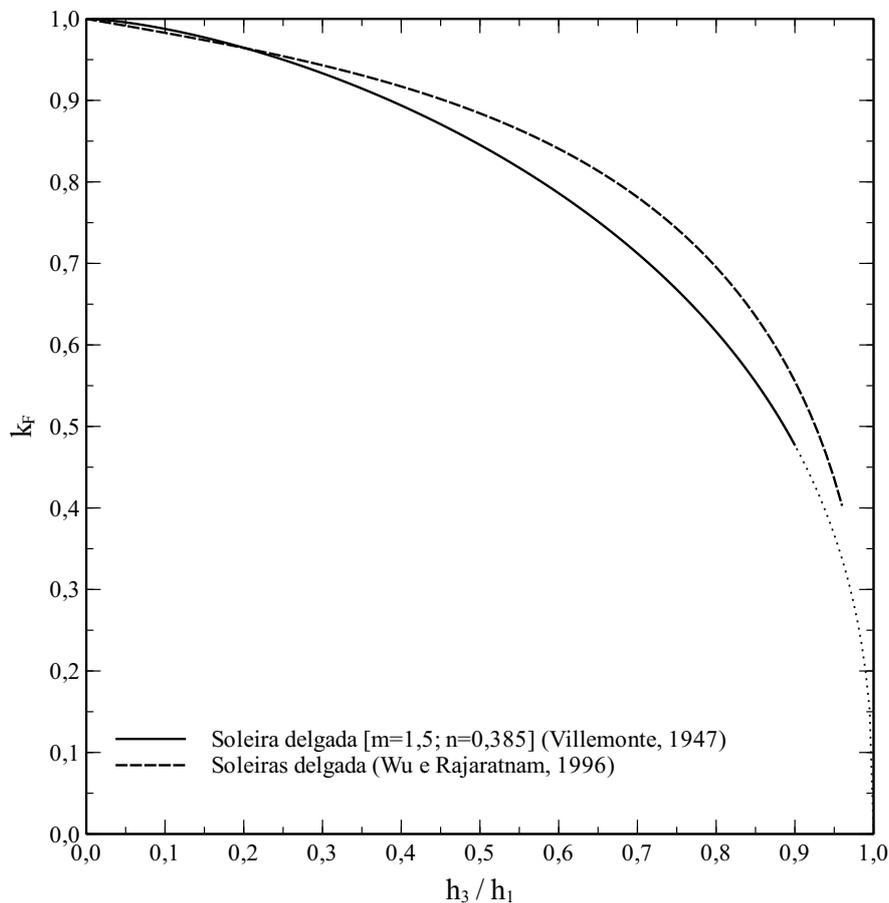


Figura 2.3.7 – Fator de redução da vazão, em função do grau de afogamento, para soleiras delgadas retangulares sem contração lateral

Num estudo semelhante ao realizado por Villemonte (1947), Wu e Rajaratnam (1996) analisaram a influência da submersão do ressalto a jusante de soleiras delgadas retangulares sem contração lateral num canal laboratorial. Obtiveram a Eq. 2.3.16 (Figura 2.3.7) válida para $0 < h_3/h_1 < 0,95$.

$$k_F = 1 + 1,162 (h_3/h_1) - 1,331 \text{sen}^{-1}(h_3/h_1) \quad (2.3.16)$$

Wu e Rajaratnam (1996) identificaram que a relação h_1/P_1 é outro parâmetro que influencia a variação de k_F sobretudo para $h_3/h_1 > 0,9$. Neste caso, o fator de redução vem dado por

$$k_F = \frac{0,955 h_3}{C_V h_1} \sqrt{1 - \frac{h_3}{h_1}}, \quad (2.3.17)$$

em que C_V é o coeficiente de vazão utilizado na Eq. 2.3.11.

Normalmente, as soleiras delgadas não são recomendadas para determinar a vazão quando a veia líquida descarregada se encontra submersa por jusante (Wahlin e Replogle, 1994; Hager, 2010), principalmente para valores elevados de submersão $\eta = h_3/h_1$ (Wu e Rajaratnam, 1996). Este fato deve-se ao elevado grau de incerteza envolvido na determinação da altura de água a jusante (Hager, 2010).

O modelo HEC-RAS permite o cálculo da vazão considerando soleiras delgadas retangulares (HEC, 2010). Recomendam como valor de referência $C_V = 0,60$. No entanto, o utilizador pode optar pelas equações de Rehbock (Henderson, 1966) ou de Kindsvater e Carter (Bos, 1989). Quando a vazão é influenciada pelo ressalto submerso a jusante da soleira, recorrem à equação de Villemonte (1947). O modelo SIC não considera a utilização de soleiras delgadas.

2.3.3 Soleira do tipo WES

Uma soleira espessa retilínea vem definida por Lemos (1981) como “*uma superfície regradada gerada por um segmento de reta que se desloca ao longo de uma diretriz, que é o perfil da soleira, e perpendicularmente ao plano deste*”. Tem como principal finalidade, quando utilizadas em barragens, dar passagem adequada ao excesso de água afluyente às albufeiras, servindo de órgão de segurança das estruturas de armazenamento (USACE, 1987; Manzanares, 1980; Lencastre, 1983; USBR, 1987; Quintela, 1991). No caso de serem utilizadas em sistemas de adução em canal, podem estar associadas a estruturas de tomada de água e normalmente são uma soleira espessa de perfil normalizado (soleira do tipo WES) ou não, podendo estas ser controladas ou não por comportas (Rijo, 2010).

Geometria

Existem diversas propostas para o perfil do paramento de jusante duma soleira espessa retilínea, *e.g.*, Creager, Scimemi, Knapp, Hager, Montes (Chanson, 2004), USBR (USBR, 1948) e WES (USACE, 1987). Todas elas se baseiam na forma da face inferior duma veia descarregada livremente sobre um descarregador de parede delgada (secção 2.3.2) com arejamento perfeito (Abecassis, 1961; USACE, 1987; Lemos, 1981; Khatsuria, 2005).

Das diferentes alternativas de perfil, a soleira proposta pela WES²³ (Figura 2.3.8) é a que tem sido mais utilizada (Abecassis, 1961; Lemos, 1981; Lencastre, 1983; Quintela, 1991; Tullis, 2011). As soleiras espessas do tipo WES podem ser classificadas de *altas* ou *baixas* (Figura 2.3.8). São referidas como altas quando a velocidade de aproximação é pequena e de baixas sempre que a velocidade é apreciável (Lencastre, 1983).

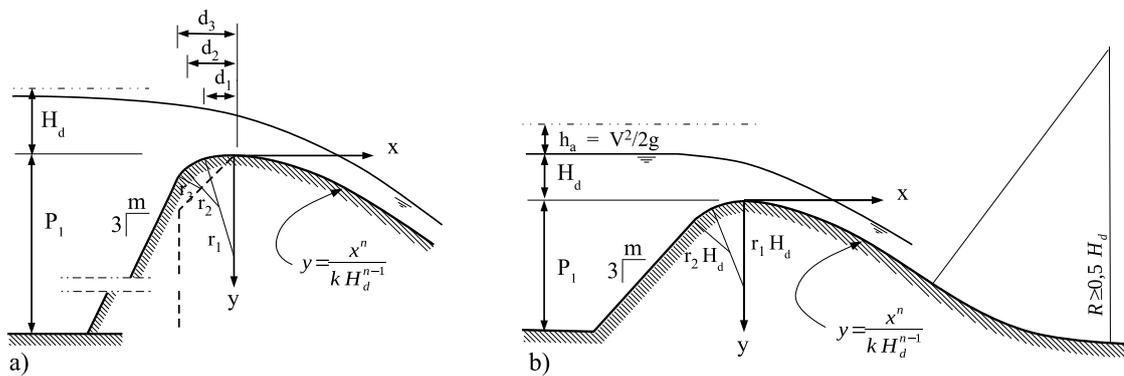


Figura 2.3.8 – Soleira retilínea: a) Alta; b) Baixa (Lencastre, 1983)

Considerando para origem das coordenadas o ponto mais alto da soleira, ou seja a crista, o perfil do paramento a jusante da crista pode ser dado por

$$y = -K \frac{x^n}{H_d^{n-1}} . \quad (2.3.18)$$

A Eq. 2.3.18 foi inicialmente apresentada pelo USBR (USBR, 1948). Em alternativa, o USACE através da WES (USACE, 1987) sugere outra forma da equação (Figura 2.3.8)

²³O USBR conduziu o primeiro conjunto extensivo de ensaios para estudar a forma da veia líquida em descarregadores de soleira delgada (USBR, 1948). O *United States Army Corps of Engineers* (USACE) através da WES utilizaram como base de partida os dados do USBR (1948), dando origem ao “*Hydraulic Design Criteria*” publicado inicialmente em 1950 (USACE, 1987), que tem vindo a ser revisto regularmente (Melsheimer e Murphy, 1970; Murphy, 1973; Maynard, 1985). Embora os primeiros dados sejam relativos ao USBR, normalmente estas soleiras vêm referidas na bibliografia Portuguesa como soleira do tipo WES.

$$y = \frac{x^n}{K H_d^{n-1}} . \quad (2.3.19)$$

A Eq. 2.3.18 e a Eq. 2.3.19 permitem exprimir a forma da face inferior da veia líquida descarregada livremente sobre um descarregador de parede delgada, em que x e y ²⁴ são as coordenadas do perfil da soleira, H_d a carga de dimensionamento a montante, referida ao seu ponto mais alto e K e n são constantes.

A definição do perfil de um descarregador é caracterizada por três situações fundamentais (Abecassis, 1961): em primeiro lugar, o coeficiente de vazão é tanto mais elevado quanto mais baixas são as pressões na sua crista e no paramento de jusante; em segundo lugar, não convém que as pressões no paramento de uma soleira descarregadora sejam negativas; por último, substituindo por uma parede maciça o espaço de ar existente sob uma veia descarregada livremente e perfeitamente arejada num descarregador de Bazin, no paramento dessa parede reinará também uma pressão igual à atmosférica.

Quando o perfil é tal que a pressão relativa exercida pelo escoamento sobre a soleira é nula, ou seja, toda a superfície da soleira está submetida à pressão atmosférica, o seu funcionamento é denominado de *normal* e ocorre quando a soleira funciona com carga igual à carga de dimensionamento ou de definição, $H = H_d$ (Lencastre, 1983; Quintela *et al.*, 2001). Neste caso e para paramento de montante vertical, a soleira tem um perfil idêntico ao da face inferior da veia líquida que se escoar por um descarregador de Bazin (Figura 2.3.6.a).

Quando a carga hidráulica for $H_1 < H_d$, o paramento da soleira é submetida a pressões positivas (soleira comprimida), pois a soleira contraria a tendência que se verificaria da lâmina líquida do descarregador de Bazin cair mais perto deste. Quando se verifica que $H_1 > H_d$, surgem pressões inferiores à atmosférica (soleira deprimida), podendo levar a risco de cavitação e de descolamento da veia líquida. O grau de depressão de uma soleira vem definido pela relação H_1/H_d (Lemos, 1981).

Um dos principais fatores que afetam o C_V é a geometria da soleira, com especial ênfase para a zona a montante da origem dos eixos (USBR, 1948; Bradley, 1952). Uma alteração súbita na curvatura ou uma descontinuidade, para além de interromper o desenvolvimento da camada limite, pode também levar à separação do escoamento e à cavitação (USACE, 1990).

Com vista a eliminar a descontinuidade existente entre o paramento de montante e o de jusante em soleiras com paramento vertical, foi analisada a possibilidade de substituir a aresta viva por um meio arco de circunferência por Abecassis (1961), Melsheimer e Murphy (1970), Murphy (1973) e, mais recentemente, por Moñino *et al.* (2007) para

²⁴A representação no plano cartesiano utilizado pela WES e pelo USBR apresentam ordenadas com sentido contrário.

outro tipo de geometrias.

Os resultados de Abecassis (1961) demonstram uma redução das pressões negativas na zona da aresta viva (Figura 2.3.9) relativamente às soleiras do tipo USBR (1948) com aresta. Os resultados de Abecassis (1961) são confirmados por Melsheimer e Murphy (1970) que, posteriormente, são implementados nas soleiras do tipo WES do USACE (1987), solução que também é adotada pelo USBR (1987). A remoção da descontinuidade, segundo Murphy (1973), representa um aumento de 3% no C_V .

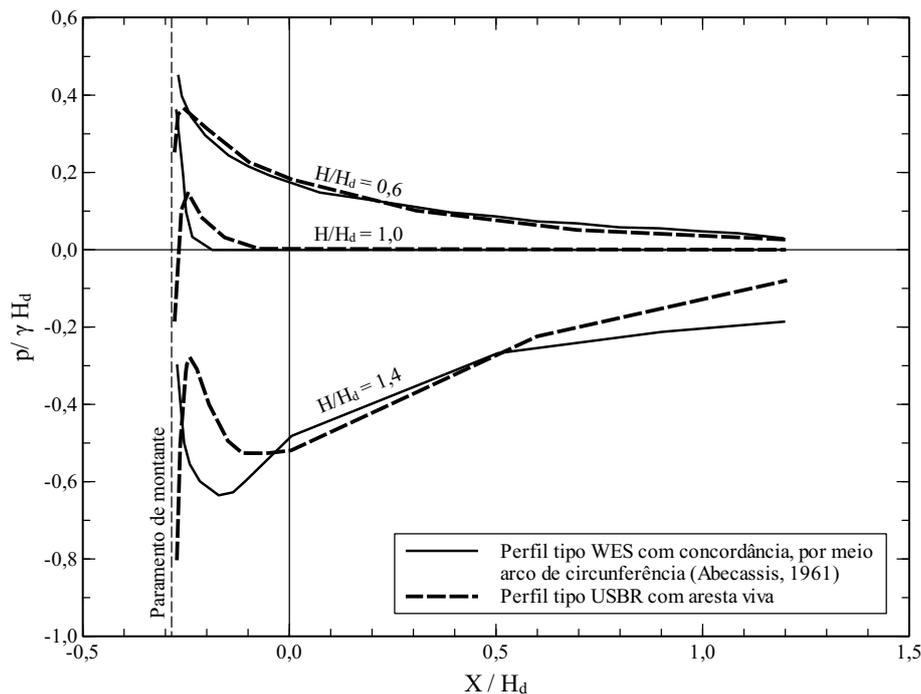


Figura 2.3.9 – Variação de $p/(\gamma H_d)$ em função de X/H_d para perfil do tipo WES, com aresta viva e com eliminação da aresta viva de transição entre os dois paramentos (Adaptado de Abecassis (1961))

A análise experimental realizada por Moñino *et al.* (2007) permite avaliar a influência da zona a montante da origem dos eixos (quadrante de montante) mantendo o perfil de jusante. Comparam diferentes geometrias relativamente à geometria da soleira definida pelo USBR (1987). Das diferentes soluções testadas, identificaram que a solução constituída por um chanfro com declive de 1/1 (representado pela linha a traço interrompido na Figura 2.3.8.a.), em soleiras altas, apresentava resultados semelhantes ou melhores do que o perfil do USBR. Como o aumento do C_V é conseguido pela presença de pressões negativas na região superior da crista, estas foram analisadas e obtiveram para $H_1/H_d = 1,45$ a pressão de $p/(\gamma H_d) = -0,40$. De acordo com os autores, a solução constituída pelo chanfro apresenta como vantagem uma geometria mais simples de construir em obra e com benefícios ao nível do custo. No entanto, recomendam a necessidade de mais estudos.

O paramento de montante da crista pode ser vertical ou inclinado²⁵ (Figura 2.3.8). A concordância do paramento de montante com a crista realiza-se através de meios arcos de circunferência nas soleiras com paramento vertical e nos inclinados a 1/3 e 2/3. No caso do paramento inclinado a 3/3, a concordância faz-se com uma curva de raio variável. Os valores de K e n da Eq. 2.3.19 vêm definidos na Tabela 2.3.1 para soleiras retilíneas altas, ou seja, em que a velocidade de aproximação se pode considerar pequena (Lencastre, 1983). A escolha da inclinação do paramento pode estar condicionada a questões construtivas ou de estabilidade estrutural (Lemos, 1981).

Tabela 2.3.1 – Parâmetros da geometria da soleira do tipo WES, não sujeitas a velocidade de chegada (Lencastre, 1983)

m	K	n	r_1/H_d	r_2/H_d	r_3/H_d	d_1/H_d	d_2/H_d	d_3/H_d
Vertical	2,000	1,850	0,500	0,200	0,040	0,1750	0,2760	0,2818
1	1,936	1,836	0,680	0,210	0	0,1390	0,2570	0,2570
2	1,939	1,810	0,480	0,220	0	0,1150	0,2140	0,2140
3	1,852	1,780	curva de raio variável					0,2000

Coefficiente de vazão

A determinação da vazão através duma soleira do tipo WES evoluiu das soleiras delgadas de secção retangular, como já se referiu. Assim, a vazão pode ser calculada pela Eq. 2.3.11 de um descarregador de Bazin, normalmente apresentada sob forma (Lencastre, 1983; Quintela, 1991)

$$Q = C_V b \sqrt{2g} H_1^{3/2} . \quad (2.3.20)$$

De modo geral, Creager, Scimeni e Smetana (cit. por Abecassis, 1961) aconselham que as soleiras penetrem ligeiramente na veia escoada (de um descarregador de parede delgada, com arejamento perfeito) criando assim pressões positivas ao longo do paramento. Esta disposição pretende combinar a necessidade de evitar a existência de depressões no paramento do descarregador e garantir um coeficiente de vazão elevado. Por outro lado, o dimensionamento das soleiras descarregadoras para cargas inferiores às máximas previstas vem referida por Abecassis (1961), Lemos (1981), USACE (1990) e Sturm (2001). Este procedimento leva a que o valor do C_V seja mais elevado, em que o paramento é mais mergulhante e em consequência, com menores volumes de obra, a que correspondem economias de alguma importância. No entanto, de acordo com Abecassis (1961), apresenta os seguintes inconvenientes: piorar as condições de estabilidade da

²⁵Para além das soleiras com paramento vertical ou inclinado também existem outros tipos, tais como aquelas cujo paramento de montante é formado por mais de um alinhamento reto: soleira com “*offset*” e “*riser*”, soleira com paramento de montante em parte vertical e em parte inclinado (Lencastre, 1983).

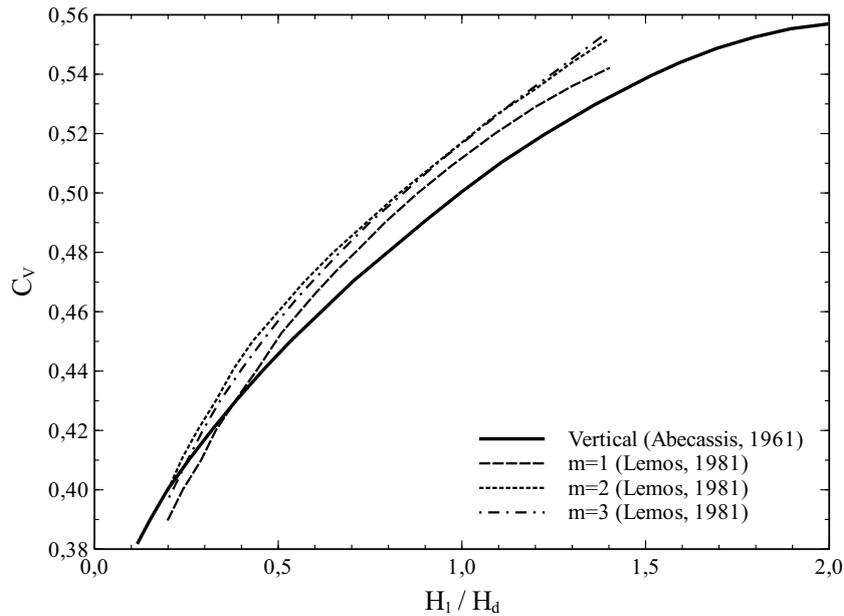


Figura 2.3.10 – Coeficiente de vazão para soleiras do tipo WES em função de H_1/H_d

obra, pela aplicação ao seu paramento de jusante de esforços de tração normais a esse paramento; o risco de vibrações, que poderiam atingir extraordinária violência no caso de a lâmina descarregada se tornar instável, colando e descolando alternadamente do paramento de jusante da estrutura; fenômenos de cavitação, com o conseqüente ataque ao material da obra.

Na Figura 2.3.10 apresenta-se a variação do coeficiente de vazão para soleiras do tipo WES de paramento de montante vertical em função de H_1/H_d proposta por Abecassis (1961). A curva tem por base os resultados obtidos por outros autores e por Abecassis (1961) para soleiras com baixa velocidade de chegada. Apresentam-se ainda o C_V para diferentes declives do paramento de montante propostos por Lemos (1981).

Fatores que influenciam o coeficiente de vazão

Para além do perfil da soleira, o coeficiente de vazão é uma variável dependente de fatores gerais e específicos das condições locais. Os fatores gerais considerados em estudos laboratoriais são: a influência da profundidade de montante dada por P_1/H_d ; a influência da relação H_1/H_d ; a influência da inclinação do paramento de montante; a influência da cota de superfície livre e da cota da soleira a jusante (efeito do ressalto submerso a jusante da soleira). Como fatores específicos, salientam-se as condições de aproximação (efeitos devidos à plataforma de aproximação, a pilares e/ou encontros) que normalmente têm que ser adaptadas tendo em conta as condições locais (Bradley, 1952; Lencastre, 1983; USACE, 1990; Khatsuria, 2005).

O valor de C_V obtido a partir da Figura 2.3.10 é válido para soleiras altas, com pequena

velocidade de aproximação, em que não existe influência do rasto de montante sobre o escoamento. Abecassis (1961) refere que, quando a relação $P_1/H_d > 2,5$, essa influência não existe. De forma menos conservadora, Chow (1959) e Bos (1989) referem o limite $P_1/H_d \geq 1,33$ para que seja desprezada a energia cinética e, para relações $P_1/H_{max} > 1,5$, o USBR (1987) propõe um perfil (obtido a partir da Figura 9-22 do USBR (1987)) que é suficientemente adequado para evitar pressões negativas no paramento de jusante e não altera a sua eficiência, sem a necessidade de levar em consideração a velocidade de aproximação. No entanto, para $P_1/H_{max} < 1,5$, recomendam a utilização da Eq. 2.3.18 para a definição do perfil da soleira, em que os valores de K e n dependem do declive do paramento de montante e da relação h_a/H_d , em que h_a representa a influência da velocidade de aproximação que é quantificada pelo valor da energia cinética do escoamento a montante da soleira e dada por

$$h_a = \frac{Q^2}{2g(P_1 + H_d)^2 b^2} \quad . \quad (2.3.21)$$

As constantes K e n e os raios das concordâncias, quando a velocidade de chegada é apreciável, podem ser consultados com maior detalhe em USBR (1987). Quando o valor de h_a/H_d é zero ou próximo de zero, situação em que a energia cinética não exerce influência no escoamento, utilizam-se os valores constantes na Tabela 2.3.1.

Segundo o USBR (1987), a determinação do C_V é influenciada pela profundidade a montante, pela carga hidráulica e pela inclinação do paramento de montante, dado por

$$C_V = C_P \frac{C_w}{C_P} \frac{C_{wi}}{C_{wv}} \quad . \quad (2.3.22)$$

A influência do fundo a montante da soleira na vazão pode ser obtido através do coeficiente de vazão C_P (Figura 2.3.11). Para relações de $P_1/H_d \leq 1$, segundo o USACE (1990), o efeito da velocidade de chegada não deve ser negligenciado. O efeito da velocidade de chegada torna-se mais significativo quando o relação P_1/H_d diminui. Em soleiras baixas, com $P_1/H_d < 1,33$, a energia cinética terá um efeito apreciável na vazão ou no coeficiente de vazão e, conseqüentemente, no perfil da veia líquida (Chow, 1959).

A influência da carga hidráulica, C_w/C_P , no coeficiente de vazão, pode ser corrigida tendo por base a Figura 2.3.12, sempre que $H_1 \neq H_d$.

Quando o paramento de montante não é vertical, a influência da inclinação no coeficiente de vazão, relativamente à variação de P_1/H_d , pode ser determinada pela relação C_{wi}/C_{wv} da Figura 2.3.13.

Esta influência também foi estudada por Abecassis (1961) e por Lemos (1981) para solei-

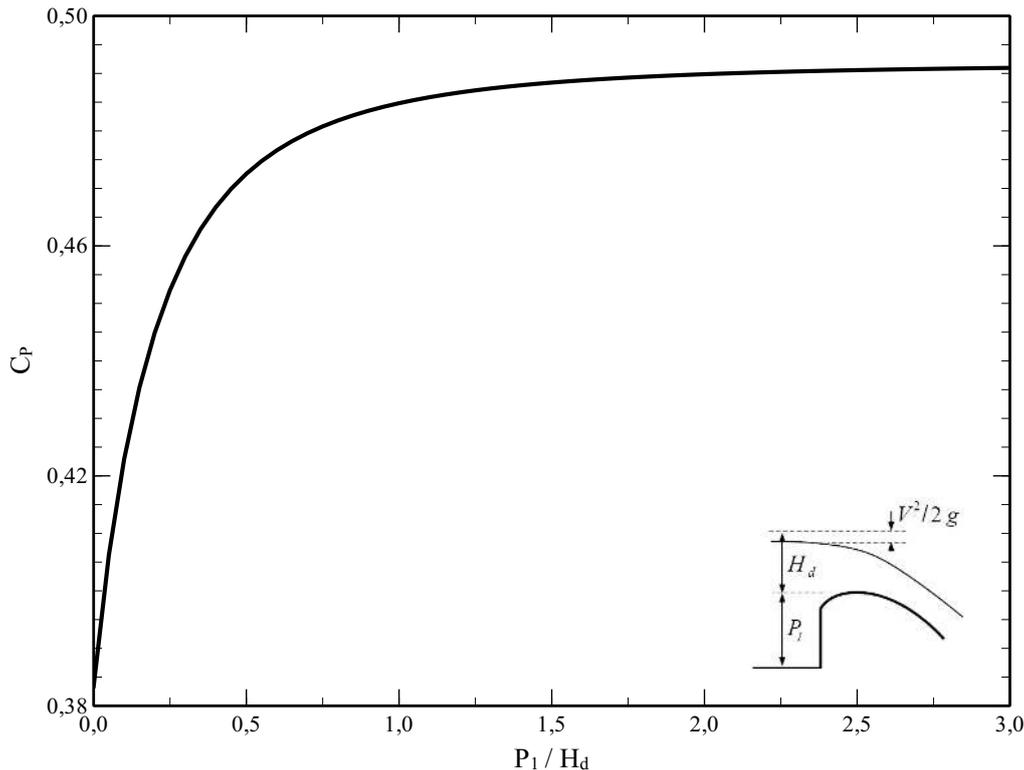


Figura 2.3.11 – Coeficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da profundidade a montante (Adaptado de USBR (1987))

ras que não são influenciadas pelo fundo de montante. Lemos (1981) propõe a variação do C_V em função de H_1/H_d que consta na Figura 2.3.10 para as três inclinações normalizadas do paramento de montante e Abecassis (1961) para a soleiras com paramento de montante vertical. Verifica-se que as soleiras com paramento de montante inclinado são, em geral, mais vantajosas, apresentando coeficientes de vazão mais elevados do que as de paramento vertical (Figura 2.3.10).

Abecassis (1961) estudou a influência da inclinação do paramento de jusante sobre o coeficiente de vazão, substituindo a sua superfície curva por um plano tangente à mesma ao longo dessa linha. Verificou que, para valores de caudal baixos, a inclinação do paramento de jusante não afeta a curva de vazão. A partir de um certo valor do caudal, tanto menor quanto mais elevada é a reta de tangência do referido plano, as curvas de vazão abandonam a curva inicial do C_V . Identificou que é possível modificar a forma dum perfil, relativamente pouco a jusante da crista, sem que esse facto acarrete diminuição apreciável do coeficiente de vazão. Por outro lado, a inclinação do canal de restituição deve ser suficiente para garantir que o escoamento se dê a uma altura inferior à altura crítica, de modo a evitar ondulações no escoamento (Creager *et al.*, 1968). Para a solução de casos mais complexos, ter-se-á que recorrer ao estudo experimental em modelo físico ou a uma investigação de base, ou a ambos (Lemos, 1981).

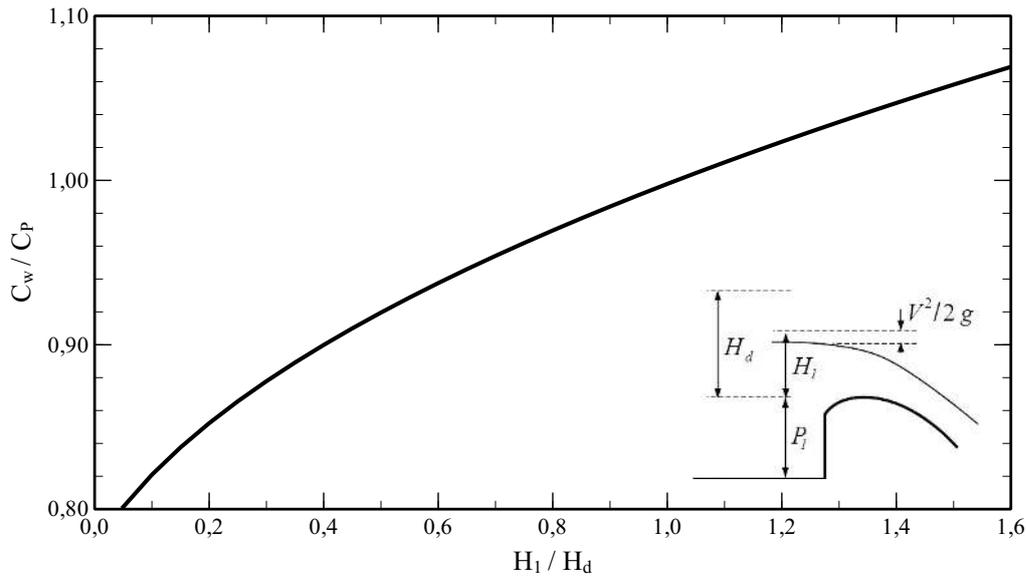


Figura 2.3.12 – Coeficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da carga hidráulica (USBR, 1987)

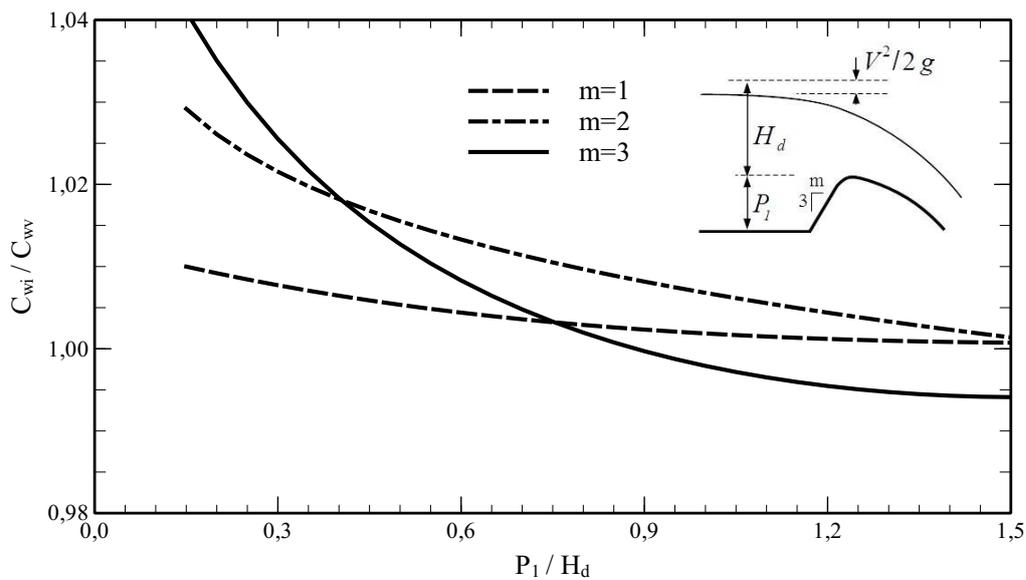


Figura 2.3.13 – Coeficiente de vazão de soleiras do tipo WES. Influência da inclinação do paramento de montante (USBR, 1987)

Cavitação

A cavitação é um fenômeno dinâmico que consiste na formação e no colapso de cavidades ou bolhas cheias de vapor num líquido em escoamento. Estas bolhas formam-se em locais em que, por qualquer circunstância, a pressão local desce até à tensão do vapor (e desceria abaixo dessa tensão, se não se formasse a bolha). O colapso das bolhas começa quando estas são transportadas pelo escoamento para uma região cuja pressão local²⁶

²⁶Como ordem de grandeza, as depressões locais médias não deverão exceder $p/\gamma = -6$ m (Lemos, 1981; Lencastre, 1983).

é superior à tensão do vapor (Lemos, 1981). O problema da cavitação foi estudado por Abecassis (1961) em soleiras do tipo WES sem aresta viva, num canal de vácuo²⁷, do qual resultou a definição do limite para a zona de risco de cavitação. Limites semelhantes são propostos pelo USACE (1987), para soleiras com perfil elíptico. Na Figura 2.3.14, apresentam-se os limites referidos.

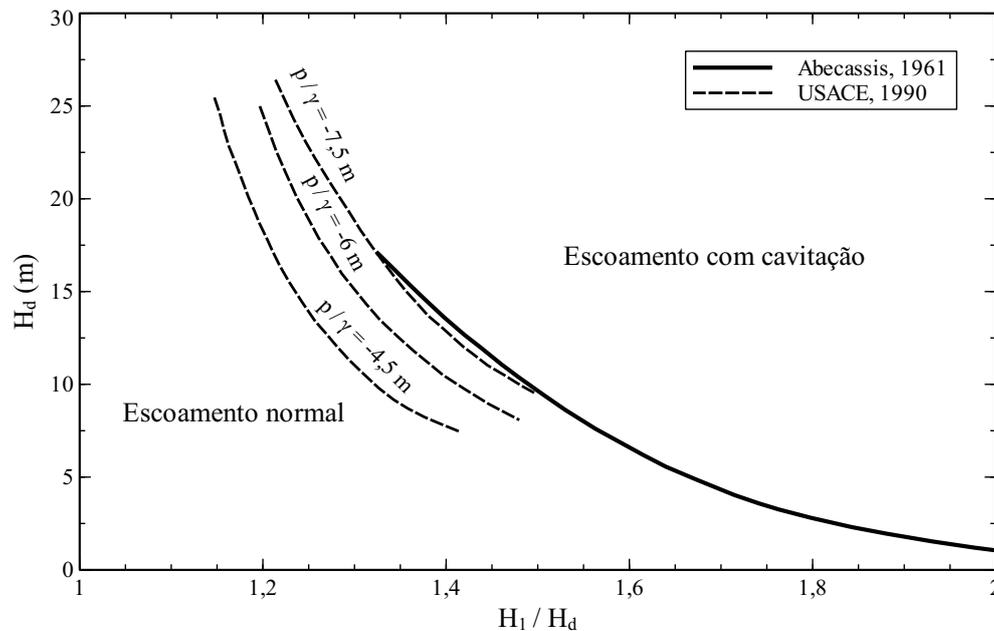


Figura 2.3.14 – Limites para a zona de risco de cavitação (Abecassis, 1961; USACE, 1990)

Separação do escoamento

Caso existam mudanças abruptas de curvatura ou descontinuidades, para além de interromperem o normal desenvolvimento da camada limite, podem também originar fenómenos de cavitação ou de separação da veia líquida USACE (1990). Para minimizar estes efeitos, o (USACE, 1990) recomenda que, quando uma soleira com pilares é dimensionada para $H_1/H_d > 1$, os pilares devem ser suficientemente compridos para não se encontrarem na zona de pressões negativas e, assim, prevenir a entrada de ar na veia líquida e a sua separação. A estabilidade da veia líquida foi analisada por Abecassis (1961) para soleiras com e sem pilares, tendo verificado que, para $H_1/H_d < 2$, não existem problemas de instabilidade. De forma mais conservadora, Lemos (1981) sugere os limites constantes na Tabela 2.3.2, em função do declive do paramento de montante e do grau de depressão e Sturm (2001) assinala a exigência de $H_1/H_d < 1,33$.

²⁷Canal hermeticamente fechado que permite reduzir a pressão ambiente à escala do modelo físico (Abecassis, 1961).

Tabela 2.3.2 – Relação máxima H_1/H_d compatíveis com a não separação da escoamento em soleira do tipo WES (Lemos, 1981)

Declive do paramento de montante	$H_{1,max} / H_d$
Vertical	1,40
3/1	1,25
3/2	1,25
3/3	1,40

Geometria da plataforma de aproximação

As condições de aproximação do escoamento a montante do descarregador influenciam a sua vazão. A forma hidrodinâmica em planta da plataforma de aproximação (muro-ala) é necessária para evitar a separação do escoamento à entrada do canal. Caso ocorra a sua separação, será necessário considerar uma redução da largura efetiva do escoamento (Lemos, 1986).

A influência da plataforma de chegada só pode ser avaliada minuciosamente com recurso a um modelo físico. No entanto, alguns casos podem ser analisados de forma adequada com recurso à modelação numérica bidimensional. Nos casos em que a plataforma de aproximação é simples, o recurso às curvas de regolfo pode revelar-se suficiente (USACE, 1990).

Contração lateral

Quando o canal de aproximação a uma soleira é mais largo que a soleira, dá-se a contração lateral da veia líquida. Esta contração resulta da pequena velocidade de aproximação, cujas linhas de corrente são paralelas. Ao aproximarem-se do descarregador são obrigadas a ficar mais próximas, originando uma aceleração da veia líquida junto da crista do descarregador. Como a aproximação das linhas de corrente não pode ocorrer instantaneamente, cria-se uma linha de corrente curva ou contração (Figura 2.3.15), que origina uma diminuição na largura da veia líquida relativamente à largura do descarregador USBR (2001). A contração lateral da veia líquida depende da geometria do canal de aproximação, da possível existência de pilares na crista do descarregador e da relação H_1/H_d (Khatsuria, 2005).

A redução da vazão é avaliada através de um coeficiente de contração (Tabela 2.3.3) que, aplicado na Eq. 2.3.23, permite definir o comprimento efetivo da soleira (USBR, 1987; USACE, 1990) a utilizar na Eq. 2.3.20. O comprimento efetivo vem definido por

$$b = b' - 2(n K_p + K_a) H_1 \quad , \quad (2.3.23)$$

em que b' é o comprimento real excluindo os n pilares, K_p o coeficiente de contração relativo a cada pilar e K_a o coeficiente de contração relativo aos encontros.

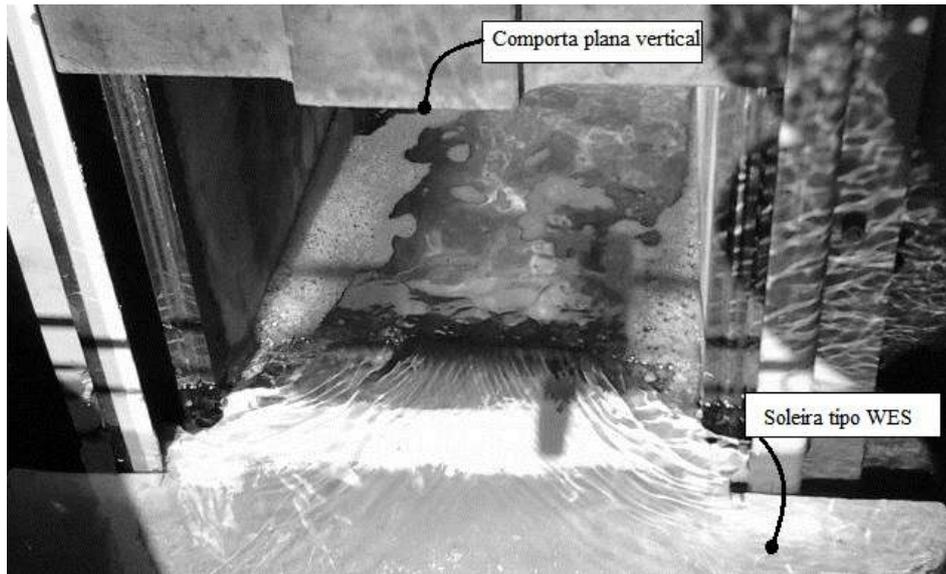


Figura 2.3.15 – Soleira do tipo WES instalada no canal experimental: efeito da contração lateral nas linhas de corrente

Tabela 2.3.3 – Coeficientes de contração relativos aos encontros e pilares de soleiras descarregadoras (USBR, 1987)

Tipo de pilar	K_p
Pilares retangulares com os cantos arredondados com raio aproximado de 0,1 da espessura do pilar	0,02
Pilares com face redonda	0,01
Pilares com face em ponta	0,00
Tipo de encontro	K_a
Encontro em esquina viva com muro-guia perpendicular à direção do escoamento	0,20
Encontro arredondado com muro-guia perpendicular à direção do escoamento e $0,5 H_d \geq r \geq 0,15 H_d$	0,10
Encontro arredondado $r \geq 0,5 H_d$ e com um ângulo entre o muro-guia e a direção do escoamento inferior a 45°	0,00

Submersão por jusante

A determinação da vazão em soleiras com ressalto submerso a jusante não é recomendada devido à instabilidade da massa de água turbulenta que ocorre no ressalto. Porém, a sua determinação revela-se de grande interesse no caso das soleiras baixas do tipo WES, que ocasionalmente podem encontrar-se sujeitas a submersão (Chow, 1959).

Tendo por base o estudo desenvolvido no USBR por Bradley (1945), o USACE analisou a influência do ressalto submerso a jusante de soleiras do tipo WES (USACE, 1987). As curvas apresentadas pelo USACE (1987) apresentam alguns desvios relativamente à formulação de Bradley (1945).

A família de curvas da Figura 2.3.16 representam os fatores de redução a introduzir

no valor de C_V para ter em conta a submersão. O padrão geral das curvas mostra que, para relações pequenas de $(H_j + h_j)/H_1$, que representa a posição do leito a jusante, o decréscimo do C_V é principalmente afetado por essa relação. Para relações de $(H_j + h_j)/H_1$ elevadas, o decréscimo do C_V é principalmente afetado pelo grau de afogamento H_j/H_1 . Para valores de $H_j/H_1 < 0,1$, não chega a haver ressalto.

No caso das soleiras com paramento de montante inclinado, em que a profundidade influencia a vazão ($P_1 < 2,5 H_1$) e em que exista influência da cota da superfície livre ou da cota da soleira a jusante, o coeficiente de vazão obtém-se pela multiplicação dos sucessivos coeficientes constantes na Eq. 2.3.24, obtidos nas Figuras 2.3.11, 2.3.12, 2.3.13 e 2.3.16. No caso do escoamento ser com ressalto livre, o coeficiente de redução da vazão, adota o valor de $k_F = 1$.

$$C_V = C_P \frac{C_w}{C_P} \frac{C_{wi}}{C_{wv}} k_F \quad (2.3.24)$$

À semelhança das soleiras delgadas, a vazão em soleiras do tipo WES com submersão por jusante (Figura 2.3.17.a) pode ser obtida afetando o C_V por um fator de redução

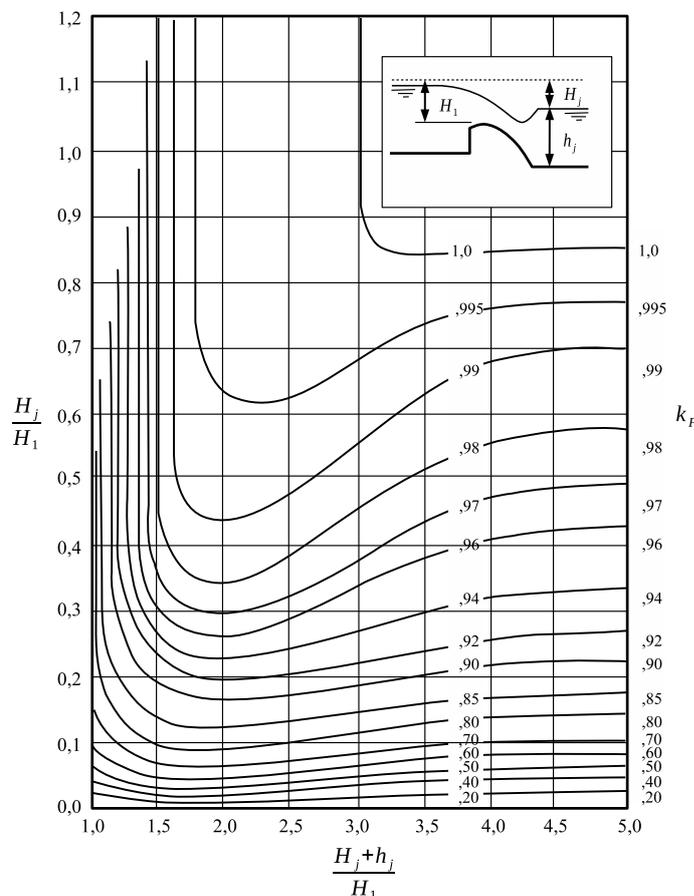


Figura 2.3.16 – Coeficiente de redução da vazão de soleiras do tipo WES. Influência do nível e da cota da soleira a jusante (USBR, 1987)

k_F , como já foi visto. Creager *et al.* (1968) propõem os valores k_F em função de h_3/h_1 constantes na Tabela 2.3.4, vindo a vazão dada por $Q = k_F C_V b \sqrt{2g} H_1^{3/2}$.

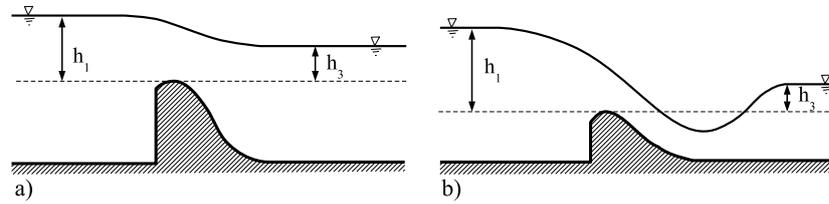


Figura 2.3.17 – a) Soleira submersa; b) Soleira com ressalto livre a jusante

O k_F representa a relação C_{V_s}/C_V para uma soleira semelhante com a mesma carga, em que C_V é o coeficiente de vazão equivalente para escoamento com ressalto livre e C_{V_s} o coeficiente de vazão para escoamento com ressalto submerso. Referem Creager *et al.* (1968) que, para valores de $h_3/h_1 < 0,3$, a redução da vazão é inferior a 3% e Quintela (1991) refere que, para $h_3/h_1 < 0,5$, a redução do C_V não ultrapassa os 4%.

No acaso das soleiras do tipo WES, Skogerboe *et al.* (1967) indicam que a transição entre ressalto livre e submerso se verifica numa zona definida por $0,6 > h_3/h_1 > 0,5$. Por outro lado, Grace (1963) determinou experimentalmente o limite modular em soleiras do tipo WES (Figura 2.3.18) em função de H_1/H_d , posteriormente adotado pelo USACE (1987). Este limite é mais elevado para valores de H_1/H_d pequenos. Para $H_1/H_d > 1$, o grau de submersão tende para 0,40.

Tabela 2.3.4 – Fator de redução da vazão em soleiras do tipo WES com submersão por jusante (Creager *et al.*, 1968)

h_3/h_1	k_F	h_3/h_1	k_F	h_3/h_1	k_F	h_3/h_1	k_F
0,0	1,000	0,3	0,972	0,6	0,907	0,9	0,621
0,1	0,991	0,4	0,956	0,7	0,856	1,0	0,000
0,2	0,983	0,5	0,937	0,8	0,778		

Quando a jusante da soleira o ressalto é livre e a altura conjugada h_3 é superior à altura da soleira (Figura 2.3.17.b), por definição, o escoamento seria submerso. No entanto, devido ao ressalto ser livre, a vazão deve ser determinada para a condição de escoamento livre com a Eq. 2.3.20 (Creager *et al.*, 1968).

Ainda considerando um fator de redução na situação de ressalto submerso, Alves e Martins (2011) apresentaram a Eq. 2.3.25 que resultou da equação proposta por Varshney e Mohanty (1973) (cit. por Tullis e Neilson, 2008), calibrada considerando um novo conjunto de dados experimentais e para o domínio de funcionamento $0,55 < h_3/h_1 < 0,92$.

$$k_F = \sqrt{-5,19 \left(\frac{h_3}{h_1}\right)^2 + 5,71 \left(\frac{h_3}{h_1}\right) - 0,57} \quad (2.3.25)$$

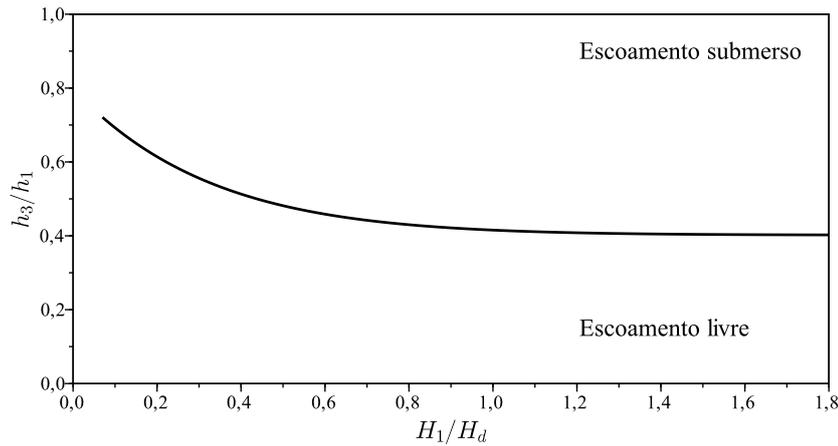


Figura 2.3.18 – Limite modular para soleiras do tipo WES (Adaptado de USACE (1987))

Com base na quantidade de movimento total, Hyatt *et al.* (1966) e Skogerboe *et al.* (1967) analisaram a vazão para diferentes tipos de soleiras submersas por jusante. A análise assentou num conjunto de dados obtidos em estudos precedentes, relativos principalmente a caleiras Venturi e outros tipos de soleiras, com o objetivo de caracterizar melhor o escoamento submerso. Do estudo realizado, obtiveram a Eq. 2.3.26. Consideraram os autores que a equação é aplicável a diferentes tipos de soleiras, nomeadamente soleiras delgadas e soleiras do tipo WES, em que C_1 e C_2 são coeficientes que dependem da geometria da soleira e n_1 e n_2 são expoentes que também dependem da geometria da soleira.

$$Q = \frac{b C_1 (h_1 - h_3)^{n_1}}{\left[- \left(\log_{10} \left(\frac{h_3}{h_1} \right) + C_2 \right) \right]^{n_2}} \quad (2.3.26)$$

Para garantir a precisão na determinação da vazão em soleiras espessas tipo WES, Bos (1989) recomenda os seguintes limites de aplicação: a medição da altura h_1 deve ser realizada a uma distância a partir de 2 ou 3 vezes h_{1max} ; o limite inferior de h_1 deve ser de 0,06 m; para evitar instabilidade superficial da água no canal de aproximação P_1/h_1 dever ser superior a 0,20; para evitar a influência da camada limite nas paredes laterais da soleira, a relação $b/H_1 \geq 2,0$ deve ser verificada; para obter um C_V elevado, a relação P_3/H_1 deve ser superior a 0,75; o limite modular verifica-se para $H_3/H_1 = 0,30$ desde que as condições de jusante (Figura 2.3.6n) não interfiram com a vazão, ou seja $P_3/H_1 \geq 0,75$.

Análise dimensional

De forma semelhante à abordagem realizada na secção 2.2.3 para o escoamento sob comportas, Ansar e Chen (2009) propõem uma curva de vazão aplicando o teorema

de Vaschy-Buckingham da análise dimensional para o escoamento com ressalto livre e submerso sobre soleiras do tipo WES. Validaram os resultados com ensaios realizados em cerca de 90 protótipos de soleiras controladas por comportas existentes no *South Florida Water Management District* (SFWMD).

Ansar e Chen (2009) consideram que na soleira o escoamento será com ressalto livre quando $h_3 < \frac{2}{3} h_1$. No entanto, salientam que este limite apresenta diferentes quantificações, como sejam, por exemplo, as propostas de Grace (1963) e do USBR (1987).

Ansar e Chen (2009) obtiveram a Eq. 2.3.27 e propõem o valor de $a_4 = 0,71$, podendo este coeficiente ser calibrado experimentalmente.

$$\frac{h_c}{h_1} = a_4 \quad (2.3.27)$$

Quando o ressalto é submerso ($h_3 \geq \frac{2}{3} h_1$), utilizam a Eq. 2.3.28, para a qual obtiveram o coeficiente $a_2 = 1,19$ e o expoente de $b_2 = 0,30$ para soleira do tipo WES e, para soleiras trapezoidais, os valores de $a_2 = 1,02$ e $b_2 = 0,30$.

$$\frac{h_c}{h_1} = a_2 \left(1 - \frac{h_3}{h_1} \right)^{b_2} . \quad (2.3.28)$$

Consideram Ansar e Chen (2009) que, para as soleiras que analisaram, a altura da soleira e o grau de depressão não influenciam os resultados que obtiveram. Estes resultados devem-se ao fato de as soleiras estudadas apresentarem perfis e plataformas de aproximação semelhantes. Também referem que não foi possível avaliar o efeito da inclinação do paramento de montante porque as soleiras analisadas eram todas de paramento vertical e que a influência da contração lateral da veia líquida, *e.g.*, devido a pilares, reflete-se nos coeficientes das equações de vazão.

2.4 Soleira controlada por comporta

As soleiras controladas por comportas encontram-se, habitualmente, em evacuadores de barragens e em sistemas de adução em canal. Quando este tipo de estrutura hidráulica está associada a uma barragem²⁸, tem como principais objetivos maximizar o volume de armazenamento e o controlo de cheias (Khatsuria, 2005). Em sistemas de adução em

²⁸A utilização de um descarregador controlado por comporta, normalmente, dá origem a uma barragem mais baixa do que uma não controlada. A soleira não controlada apresenta como vantagens: o volume para amortecimento de cheia estar sempre disponível; ser eliminada a necessidade de manutenção/operação; maior facilidade de passagem de elementos flutuantes (*e.g.*, troncos, ramos de árvores ou outros objetos que possam obstruir a soleira) (Khatsuria, 2005).

vitação³¹ nem do deslocamento da veia líquida. Por outro lado, o USACE (1990), Subramanya (2009) e Novak *et al.* (2007) recomendam que o posicionamento das comportas deve ser sempre realizado a jusante da crista da soleira. Para além desta recomendação genérica, Novak *et al.* (2007) propõem um afastamento de $0,20 H_d$ da comporta relativamente à crista da soleira e o USACE (1990) apresenta ábacos para o posicionamento de comportas de segmento.

A vazão em soleiras controladas por comportas pode calcular-se recorrendo à Eq. 2.2.11 ou à Eq. 2.2.43, que correspondem, respetivamente, a orifícios de pequena e de grande dimensão. Quando a energia cinética for significativa, deve ser acrescida às respetivas alturas de água (Novak *et al.*, 2010).

Em casos práticos, de acordo com Lencastre (1983), pode utilizar-se a Eq. 2.2.11 considerado que h_1 é referido ao centro de gravidade do orifício. A Eq. 2.2.11 vem apresentada na forma que se segue considerando a altura cinética de montante

$$Q = C_V b a \sqrt{2 g (H_1 - a/2)} \quad . \quad (2.4.1)$$

Neste caso, as correções deverão ser introduzidas no valor do C_V . O valor do C_V a utilizar na Eq. 2.2.11 encontra-se normalmente compreendido entre 0,55 e 0,7 (Lencastre, 1983; Novak *et al.*, 2010).

Considerando a Eq. 2.2.11, Martynov (1978) realizou um conjunto de ensaios experimentais em soleiras do tipo WES controladas por comporta plana vertical com aresta talhada em bisel na situação de ressalto livre. O C_V obtido por Martynov (1978) vem dado pela Eq. 2.4.2, em função de a/H_1 e de H_1/H_d para $1,2 < P_1/H_1 < 10,0$. O autor obteve erros inferiores a $\pm 3\%$ na determinação da vazão considerando os limites de aplicação $0,5 < H_1/H_d < 1,5$ e de $0,1 < a/H_1 < 0,8$, tendo aplicado com sucesso a Eq. 2.4.2 a diversos protótipos para os quais obteve erros inferiores a $\pm 5\%$.

$$C_V = 0,590 + 0,046 \frac{H_1}{H_d} - \left(\frac{a}{H_1} \right)^2 \left[0,073 - 0,006 \left(\frac{H_1}{H_d} \right)^2 \right] \quad (2.4.2)$$

De forma mais simples, o modelo HEC-RAS considera que o valor do C_V é constante, definido pelo utilizador compreendido entre 0,5 e 0,7 (HEC, 2010). A vazão vem dada pela Eq. 2.2.11, considerando a altura cinética.

Ainda recorrendo à Eq. 2.2.11, Alhamid (1999) estudou num canal laboratorial a vazão em soleiras controladas por comportas planas verticais com ressalto livre. Analisou

³¹Nestes casos, as depressões locais médias não deverão exceder -6 m (coluna de água) (Lemos, 1981).

os efeitos na vazão de diferentes geometrias de soleiras (*i.e.*, de geometria triangular, trapezoidal, circular e semicircular), tendo verificado que o perímetro e o raio hidráulico da soleira representavam um fator de forma adequado para caracterizar o C_V .

Aplicando uma regressão não linear aos resultados experimentais, o autor obteve o C_V dado pela Eq. 2.4.3, em que P é o perímetro molhado e R o raio hidráulico da soleira. A Eq. 2.4.3 proposta por Alhamid (1999) permite a determinação da vazão sob comportas com e sem soleira.

$$C_V = 0,63 \left(\frac{h_1 - a}{h_1 + 15a} \right)^{0,0649} \frac{\left(1 + \frac{P_1}{a}\right)^{0,3618} \left(1 + \frac{h_1}{P}\right)^{0,0434}}{\left(1 + \frac{R}{a}\right)^{0,5169} \left(1 - \frac{R}{h_1}\right)^{0,03887}} \quad (2.4.3)$$

Das diferentes geometrias analisadas por Alhamid (1999), as soleiras circulares são as mais eficientes e as triangulares são as mais eficazes para as geometrias poligonais que estudou.

Partindo do princípio de que uma comporta associada a uma soleira tem um comportamento semelhante ao de um orifício retangular de parede delgada, Swamee *et al.* (1998) consideraram o orifício como uma solução intermediária entre a soleira e a comporta. Com base neste pressuposto, Swamee *et al.* (1998) propõem a Eq. 2.4.4 para determinação da vazão em orifícios de parede delgada com ressalto livre, em que as equações da vazão para a comporta e para a soleira delgada são respectivamente a Eq. 2.2.11 e a Eq. 2.3.11, casos particulares da Eq. 2.4.4 generalizada.

$$Q = \frac{2}{3} C_{V_{CW}} b h_1 \sqrt{2 g h_1} \left[1 - \left(1 - \frac{a}{h_1}\right)^{1,5} \mathbf{H}(h_1 - a) \right] \quad (2.4.4)$$

Na Eq. 2.4.4, o $C_{V_{CW}}$ representa o coeficiente de vazão dum orifício de parede delgada e \mathbf{H} é a função de *Heaviside*³². O coeficiente de vazão no caso da comporta depende de h_1/a e, no caso da soleira, de h_1/P_1 . Assim, o $C_{V_{CW}}$ no caso de orifícios de parede delgada também deverá depender de h_1/a e h_1/P_1 . Combinando a Eq. 2.2.19 com a Eq. 2.3.14, Swamee *et al.* (1998) obtiveram o coeficiente de vazão para orifícios de paredes delgadas

$$C_{V_{CW}} = \left[\frac{k(h_1 - a)^m \mathbf{H}(h_1 - a) C_{V_C} + a^m C_{V_W}^m}{k(h_1 - a)^m \mathbf{H}(h_1 - a) + a^m} \right]^{1/n}, \quad (2.4.5)$$

³² $\mathbf{H}(x)$ é função de *Heaviside* ou degrau unitário (Piskounov, 1987), em que $\mathbf{H}(x) = \begin{cases} 0, & \text{se } x < 0 \\ 1, & \text{se } x \geq 0 \end{cases}$.

em que k , m e n são constantes determinadas experimentalmente, C_{V_C} é o coeficiente de vazão relativo a comportas dado pela Eq. 2.2.19 e C_{V_W} é o coeficiente de vazão relativo a soleiras delgadas dado pela Eq. 2.3.14.

Consideram Swamee *et al.* (1998) que, através da calibração dos coeficientes k , m e n da Eq. 2.4.5, esta formulação pode ser utilizada para descrever a vazão noutro tipo de soleira com ressalto livre (*e.g.*, comportas associadas a soleiras do tipo WES). Swamee *et al.* (1998) obtiveram os coeficientes $k = 2$, $m = 1$ e $n = 1$ para os orifícios de parede delgada com ressalto livre.

Como já foi referido, a vazão em soleiras controladas por comportas com ressalto livre também pode ser determinada pela Eq. 2.2.43, válida para orifícios de grandes dimensões. Segundo Lencastre (1983) e Novak *et al.* (2010), o C_V utilizado na Eq. 2.2.43 deve ser obtido experimentalmente e o seu valor de referência é de 0,60.

Na Figura 2.4.2, apresentam-se os valores de C_V para comportas de segmento e para comportas planas verticais. No caso das comportas de segmento, as curvas foram obtidas por Pomeroy (1942) e pelo USBR (1976). A curva relativa às comportas planas verticais foi obtida com os resultados experimentais dos canais laboratorial e experimental usados para o presente trabalho.

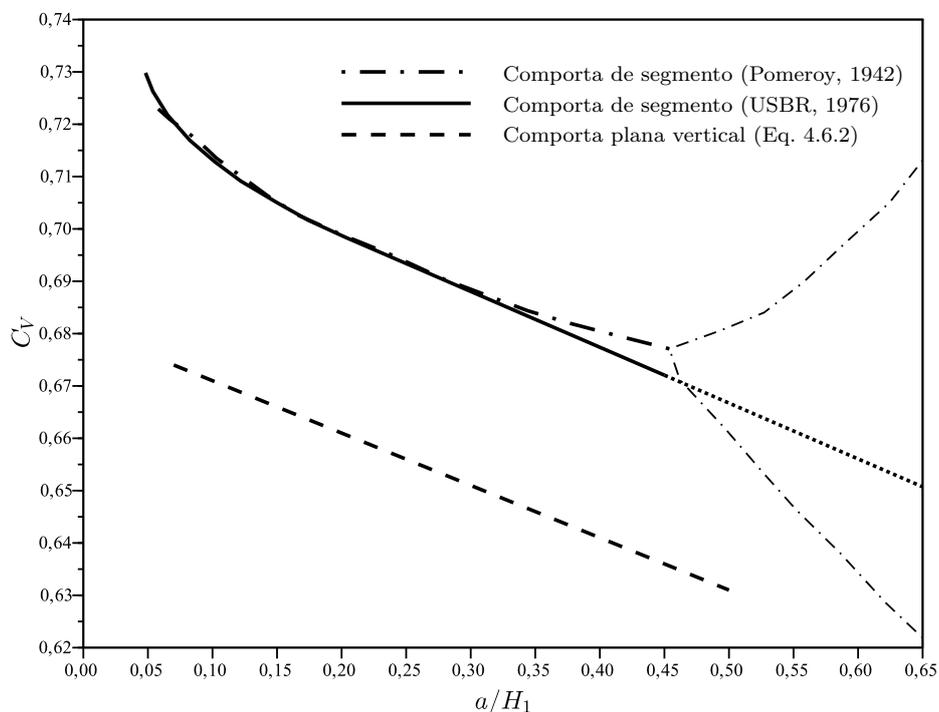


Figura 2.4.2 – Soleiras controladas por comporta para escoamento com ressalto livre: coeficiente de vazão a utilizar na Eq. 2.2.43

Para determinar a vazão em soleira controlada por comporta de segmento, Subramanya (2009) emprega a Eq. 2.2.43 considerando a energia cinética. Propõe que o valor aproximado do C_V pode ser determinado pela Eq. 2.4.6, obtida a partir de USBR (1976)

válida para $H_2/H_1 < 0,83$. A Eq. 2.4.6 é equivalente à curva de traço contínuo apresentada na Figura 2.4.2 para comportas de segmento. Considerando a relação a/H_1 , apresentada nas abcissas da Figura 2.4.2, a Eq. 2.4.6 será válida para $a/H_1 > 0,15$.

$$C_V = 0,615 + 0,104 \frac{H_2}{H_1} \quad (2.4.6)$$

O modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) considera que, quando as soleiras são altas (situação em que $P_1 \gg 0$ e $P_3 \gg 0$) controladas por comportas e na situação de ressalto livre, a vazão pode ser obtida pela Eq. 2.2.43, apresentada na forma da Eq. 2.4.7. Nesta situação, Baume *et al.* (2005) referem que a Eq. 2.2.43 é válida para $h_1 \geq a$ e $h_3 \leq 2/3 h_1$. Consideram ainda que o valor do C_V utilizado nas soleiras é de 0,4 ou a determinar experimentalmente.

$$Q = C_V b \sqrt{2g} \left(h_1^{3/2} - (h_1 - a)^{3/2} \right) \quad (2.4.7)$$

Mazumder e Roy (1997) analisaram a vazão num modelo físico de uma soleira do tipo WES controlada por comporta de segmento, desenvolvido a partir do protótipo da barragem de Salal. Os estudos foram desenvolvidos no *Advanced Hydraulics Laboratory* do Colégio de Engenharia de Delhi. Mazumder e Roy (1997) identificaram discrepâncias entre os valores teóricos da vazão dados pela Eq. 2.2.43 e os valores experimentais obtidos no modelo físico. Atribuem essas discrepâncias à variação da pressão na crista da soleira. Apresentam como solução um fator de correção da pressão a aplicar à Eq. 2.2.43. Consideram que a variação da pressão na soleira depende de H_1/H_d e a/H_d e que o fator de correção a aplicar vem dado por $C_P = (H_1/H_d)^a (a/H_d)^b$, em que a e b são coeficientes a determinar experimentalmente.

Fazendo ainda uso da Eq. 2.2.43 e tendo por base o trabalho desenvolvido por Pomeroy (1942), George (1994) propõe que o C_V pode ser obtido a partir da curva a traço ponto da Figura 2.4.2, válida para comportas de segmento associadas a soleiras com ressalto livre.

A altura exata de abertura de uma comporta que define a transição entre escoamento controlado e não controlado é de difícil definição. George (1994) refere que o valor do C_V apresenta grandes incertezas na zona de transição do escoamento entre soleira controlada ou não por comporta para relações de $h_1/a < 2,2$, visíveis nos resultados apresentados por Pomeroy (1942). Na Figura 2.4.2, as curvas a traço ponto fino representam a incerteza mencionada por George (1994).

Ainda para definir a transição entre escoamento controlado e não controlado, Barkau

(2001), HEC (2010) e Hughes *et al.* (2012) sugerem $h_1/a < 1,25$ e Ansar e Chen (2009) referem que a transição ocorre quando a altura de abertura da comporta é inferior à altura crítica do escoamento. Por outro lado, Bos (1989) refere que os orifícios não devem ser utilizados como estruturas para determinar a vazão quando $h_1/a \leq 2$.

Num estudo relativo a quatro modelos laboratoriais de soleiras controlados por comportas planas verticais realizado pelo USACE (1987), não foi identificada correlação entre a vazão e as Eq. 2.2.11 e Eq. 2.2.43. Por isso, desenvolveram o conceito que relaciona a vazão em soleiras controladas por comportas e as soleiras não controladas (comporta totalmente aberta). A relação entre soleira controlada e não controlada pode ser obtida dividindo a Eq. 2.2.43 (orifícios de grande dimensões) pela Eq. 2.3.20 (soleiras do tipo WES), vindo

$$\frac{Q_C}{Q} = \frac{C_{V_C}}{C_V} \left(\frac{H_{C_1}^{3/2} - H_{C_2}^{3/2}}{H_1^{3/2}} \right), \quad (2.4.8)$$

em que o índice C da Eq. 2.4.8 diz respeito às comportas associadas a soleiras. O USACE (1987) analisaram os dados de diversos estudos aplicando esta metodologia, concluindo que a relação C_{V_C}/C_V existe, variando ligeiramente com a vazão, podendo ser considerada unitária. Referem ainda Wurbs e Purvis (1991) que C_{V_C}/C_V pode ser de 1,14 para $H/H_d < 0,5$ e de 1,04 para $H/H_d = 1,0$, podendo o valor de C_{V_C}/C_V ser interpolado para H/H_d , compreendido entre 0,5 e 1,0.

Partindo dum princípio semelhante ao utilizado pelo USACE (1987), Hager e Bremen (1988) estudaram num canal laboratorial a vazão sobre soleira do tipo WES controlada por comporta plana vertical localizada na crista da soleira e na situação de ressalto livre. A soleira utilizada por Hager e Bremen (1988) apresentava um paramento de montante vertical com *offset*. A partir da normalização de todos os comprimentos relativamente a H_d , Hager e Bremen (1988) consideram a vazão de dimensionamento da soleira dada por

$$Q_d = C_{V_d} b \sqrt{2g} H_d^{3/2}, \quad (2.4.9)$$

em que Q_d é o caudal de dimensionamento e C_{V_d} o coeficiente de vazão de dimensionamento.

Segundo Hager e Bremen (1988), a vazão pode ser determinada pela Eq. 2.4.10, que resulta da divisão da Eq. 2.2.43 (dos orifícios de grandes dimensões) pela Eq. 2.4.9 (da vazão de dimensionamento em soleiras do tipo WES). A dedução da Eq. 2.4.10 pode ser analisada com maior detalhe em Hager e Bremen (1988).

$$Q_C = C_{V_d} b \sqrt{2g} H_1^{3/2} \left[1 - \left(1 - \frac{a/H_d}{H_1/H_d} \right)^{3/2} \right] \left[\frac{1}{6} + \frac{a}{H_d} \right]^{1/9} \quad (2.4.10)$$

A transição entre ressalto livre e submerso em soleiras controladas por comporta vem, normalmente, definida por $h_3 < 2/3 h_1$ (Rantz *et al.*, 1982; Barkau, 2001; Baume *et al.*, 2005; Ansar e Chen, 2009; HEC, 2010). Em alternativa ao limite referido, considera o modelo SIC que o limite $h_3 = 2/3 h_1$ corresponde ao escoamento parcialmente submerso e que $h_3 = 2/3 h_1 + a/3$ corresponde ao escoamento totalmente submerso (Baume *et al.*, 2005). Os limites referidos apresentam-se na Figura 2.4.3.

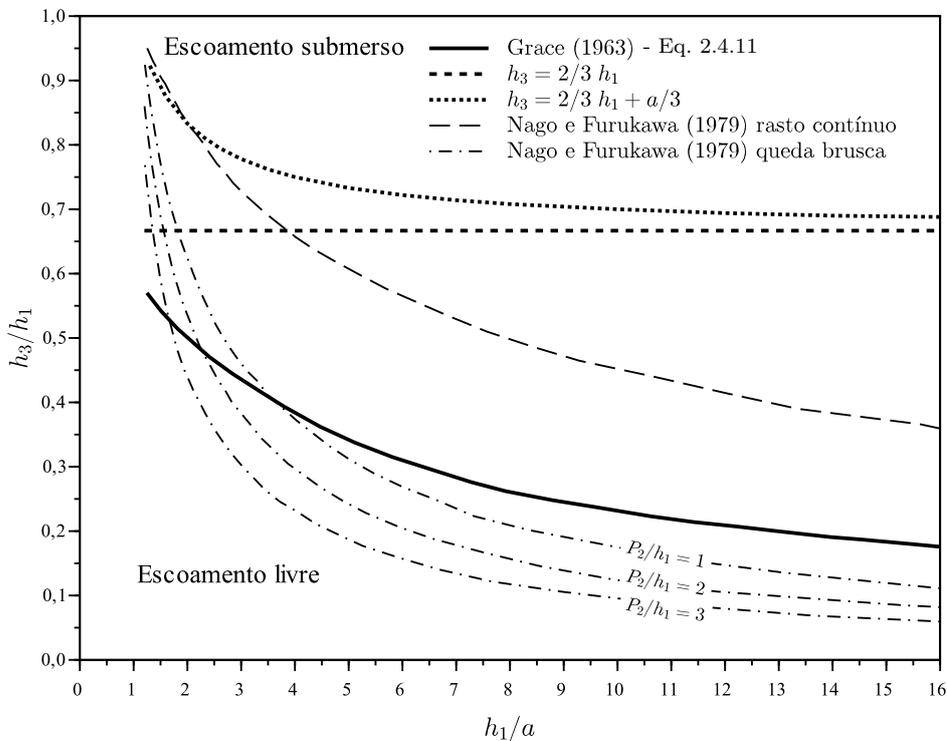


Figura 2.4.3 – Transição entre os escoamento livre e submerso em soleiras controladas por comportas

A partir de um modelo físico de soleira do tipo WES controlada por comporta plana vertical, Grace (1963) determinou experimentalmente a transição entre os ressalto livre e submerso. Esta transição pode ser caracterizada pela Eq. 2.4.11 que foi obtida neste estudo a partir dos pontos digitalizados da curva proposta por Grace (1963), através de uma regressão não linear pelos mínimos quadrados com $R^2 = 0,999$.

$$\frac{h_3}{h_1} = \frac{61,153 + h_1/a}{81,041 + 22,513 h_1/a} \quad (2.4.11)$$

Como se pode observar na Figura 2.4.3, a transição proposta por Grace (1963) difere bastante das sugeridas por Rantz *et al.* (1982), Barkau (2001), Baume *et al.* (2005), Ansar e Chen (2009) e HEC (2010), aparecendo para valores inferiores de h_3 .

Também Nago e Furukawa (1979) analisaram a transição entre ressalto livre e submerso, para o caso de uma comporta plana vertical instalada a montante de uma queda brusca. Identificaram que a transição entre escoamentos ocorre para menores valores da altura de água de jusante (curvas traço ponto em função de P_2/h_1 da Figura 2.4.3, em que P_2 representa a altura da queda brusca) em comparação com comportas instaladas em trechos com rasto contínuo (curva a traço interrompido largo da Figura 2.4.3).

Para o escoamento através de orifícios de aresta viva com contração completa e na situação de ressalto submerso, o C_V é praticamente constante, sendo o seu valor da ordem de 0,61 (Bos, 1989; Brater *et al.*, 1996; USBR, 2001; Gribbin, 2013). Neste caso, a vazão pode ser determinada pela Eq. 2.2.45. No caso da contração do orifício ser parcial, a vazão pode ser obtida pela Eq. 2.4.12, em que r é a relação entre o perímetro não contraído do orifício e o perímetro total. Para que a altura cinética possa ser desprezada, a área do trecho de montante deve ser de pelo menos oito a dez vezes a área do orifício (Bos, 1989; USBR, 2001)

$$Q = 0,61 (1 + 0,15 r) b a \sqrt{2 g \Delta h} \quad (2.4.12)$$

Considerando o caso de um orifício totalmente submerso (de pequenas dimensões) e aplicando a equação de Bernoulli às secções de montante e jusante, obtém-se

$$h_1 + \frac{U_1^2}{2 g} = h_3 + \frac{U_3^2}{2 g} + \Delta H \quad , \quad (2.4.13)$$

admitindo que as secções se encontram suficientemente afastadas do orifício, situação em que as trajetórias são retilíneas. Pode considerar-se, neste caso, que a distribuição de pressões é hidrostática.

Sabendo que, imediatamente a jusante do orifício, se forma uma secção contraída envolvida por uma almofada de água e que se pode admitir como estando em repouso, esta não participa, por isso, no escoamento principal. Considera-se então que o escoamento geral sofre um estrangulamento seguido de uma expansão. Numa situação como esta, ocorre uma perda de energia, ΔH , essencialmente devida ao alargamento, que pode ser caracterizada aproximadamente pela expressão de Borda (Novais-Barbosa, 1985), dada por

$$\Delta H = \frac{(U_2 - U_3)^2}{2g} . \quad (2.4.14)$$

Substituindo ΔH na Eq. 2.4.13, obtém-se a Eq. 2.4.15.

$$Q = C_V a b \left(U_3 + \sqrt{2g(h_1 - h_3) + U_1^2 - U_3^2} \right) \quad (2.4.15)$$

O C_V da Eq. 2.4.15, que em rigor deve ser considerado um coeficiente de contração (Novais-Barbosa, 1985), funciona como um coeficiente de vazão cujo valor pode ser obtido a partir de tabelas ou por via experimental.

Sempre que as velocidades a montante e a jusante forem desprezáveis, a Eq. 2.4.15 torna-se idêntica à Eq. 2.2.45.

Segundo o USBR (2001), C_c é o fator que mais influencia o C_V em orifícios submersos, porque C_c tende para a unidade quando a velocidade tende para zero, aumentando rapidamente à medida que a velocidade se reduz. Por isso, USBR (2001) recomenda que a vazão dada pela Eq. 2.2.45 não deve ser considerada para $\Delta h < 0,06$ m, ainda que sejam utilizados instrumentos de medição precisos.

No caso dos escoamento através de orifícios parcialmente submersos, considera Novais-Barbosa (1985) que a determinação da vazão pode ser bastante imprecisa, devendo-se, por isso, recorrer a estudos experimentais em modelos reduzidos.

Podendo ser consideradas as soleiras controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto submerso como um caso particular dos orifícios submersos, a vazão pode ser determinada pela Eq. 2.2.45. Partindo deste princípio, o modelo SIC considera a Eq. 2.2.45 válida para $h_1/a \geq 1$ e $h_3 \geq 2/3 h_1 + a/3$ para a situação de escoamento com ressalto totalmente submerso, em que o $C_V = C_{V_S} = 1,04$ com valor semelhante ao referido na secção 2.2.2 (Baume *et al.*, 2005).

Para além de considerar o escoamento totalmente submerso, o modelo SIC também considera que o escoamento pode ser parcialmente submerso. Neste caso, esta situação de escoamento verifica-se para $h_1/a \geq 1$ e $2/3 h_1 \leq h_3 \leq 2/3 h_1 + a/3$ e a vazão vem dada por

$$Q = C_V b \sqrt{2g} \left[\frac{3\sqrt{3}}{2} h_3 (h_1 - h_3)^{1/2} - (h_1 - a)^{3/2} \right] , \quad (2.4.16)$$

com $C_V = 0,4$, à semelhança do utilizado na secção 2.2.2.

A vazão em soleiras controladas por comportas na situação de ressalto submerso pode também ser obtida a partir da Eq. 2.2.45 modificada (Grace, 1963; USACE, 1987; Rantz *et al.*, 1982; Fisk, 1988; Lewin, 1995; Tillis e Swain, 1998). Neste caso, o C_V vem em função de h_3/a e a Eq. 2.2.45 modificada dada por

$$\begin{aligned} Q \left(\frac{a}{h_3} \right) &= C_V a \left(\frac{a}{h_3} \right) \sqrt{2 g \Delta h} \\ Q &= C_{V_S} b a \left(\frac{h_3}{a} \right) \sqrt{2 g \Delta h} \\ Q &= C_{V_S} b h_3 \sqrt{2 g \Delta h} \quad , \end{aligned} \quad (2.4.17)$$

em que $C_{V_S} = C_V (a/h_3)$.

Tendo por base a Eq. 2.4.17, o USACE (1987) propõe um ábaco com várias curvas relativas a seis modelos físicos e um protótipo de soleiras controlados por comportas de segmento. A partir das curvas do ábaco pode-se determinar o C_{V_S} em função de h_3/a . Em alternativa, Lewin (1995) propõe uma curva média (Figura 2.4.4) baseada nas curvas apresentadas pelo USACE (1987). Segundo Lewin (1995), a vazão em comportas de segmento na situação de escoamento com ressalto submerso é independente da relação d/r ³³ e da altura da soleira.

Na Figura 2.4.4, apresenta-se ainda a curva com traço contínuo que permite determinar o C_{V_S} para comportas planas verticais. A curva foi obtida experimentalmente a partir dos resultados das comportas planas verticais associadas a soleiras do tipo WES na situação de escoamento com ressalto submerso dos canais laboratorial e experimental usadas no presente estudo. Considerando as diferenças geométricas entre os dois tipos de comportas, as curvas da Figura 2.4.4 apresentam um comportamento semelhante, o que está de acordo com as considerações de Lewin (1995) anteriormente referidas.

Nago e Furukawa (1979) estudaram a vazão sob uma comporta plana vertical instalada imediatamente a montante de uma expansão de canal. A expansão do trecho de jusante do canal caracterizava-se por um alargamento e uma queda brusca. Consideram Nago e Furukawa (1979) que a vazão pode ser determinada a partir da Eq. 2.2.11 para os escoamentos nas situações de ressalto livre ou submerso.

Quando há ressalto submerso, referem Nago e Furukawa (1979) que o valor teórico do C_V a utilizar na Eq. 2.2.11 pode ser obtido a partir das equações da energia específica ($E_1 = E_2$) e da quantidade de movimento total ($M_2 = M_3$). Neste caso, o C_V vem dado por

³³Em que d representa a altura do pivot da comporta acima da soleira e r o raio de curvatura da comporta de segmento.

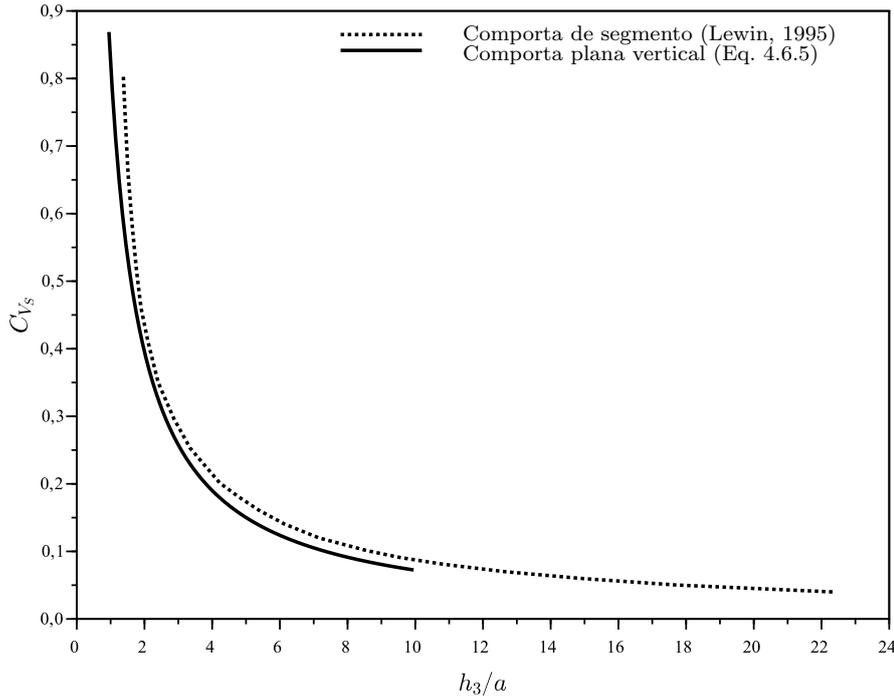


Figura 2.4.4 – C_V para soleiras controladas por comporta de segmento ou comporta plana vertical, na situação de ressalto submerso por jusante

$$C_V = C_c \sqrt{\frac{(P_2 + h_1)/h_1 - y_2/h_1}{1 - (C_c a/h_1)^2}}, \quad (2.4.18)$$

em que,

$$y_2 = \frac{h_1}{2} \left(\xi + \sqrt{\xi^2 + 4 \left[\left(\frac{y_3}{h_1} \right)^2 - \xi \frac{h_1 + P_2}{h_1} \right]} \right), \quad (2.4.19)$$

e $\xi = \frac{4\eta}{\lambda(\eta^2 - 1)} \left(\frac{\eta h_1}{\lambda y_3} - \cos \alpha \right)$ é um parâmetro a utilizar na Eq. 2.4.19, com $\eta = C_c a/h_1$ e $\lambda = b_2/b$, sendo b_2 a largura do trecho expandido a jusante da comporta, $y_2 = h'_2 + P_2$ a altura de água total na seção contraída incluindo a queda e $y_3 = h_3 + P_2$ a altura de água total a jusante da comporta.

Para levar em consideração a existência da expansão vertical (*i.e.*, existência de uma queda brusca imediatamente a jusante da comporta), Nago e Furukawa (1979) consideraram os valores da Tabela 2.4.1 que correspondem ao C_c e ao ângulo de saída (em relação à horizontal) da veia líquida sob a comporta. O C_c e o ângulo vêm dados em função de a/h_1 .

Ansar e Chen (2009) consideram que, para soleiras do tipo WES controladas por com-

Tabela 2.4.1 – Coeficiente de contração e ângulo de saída da veia líquida duma comporta plana vertical com queda brusca imediatamente a jusante da comporta (Nago e Furukawa, 1979)

a/h_1	C_c	α ($^\circ$)
0,0	0,673	21,0
0,1	0,676	20,9
0,2	0,680	20,6
0,3	0,686	20,1
0,4	0,693	19,7
0,5	0,702	19,0
0,6	0,720	18,0
0,7	0,740	16,5
0,8	0,782	14,3
0,9	0,842	11,1

porta com ressalto livre e ressalto submerso, as curvas de vazão correspondentes a cada situação podem ser derivadas do teorema dos $\Pi\Pi$ da análise dimensional. Por isso, quando o escoamento ocorre com ressalto livre, Ansar e Chen (2009) propõem a Eq. 2.2.54 e, no caso do escoamento com ressalto submerso, a Eq. 2.2.55. Esta formulação já tinha sido apresentada anteriormente na secção 2.2.3.

A partir dos resultados obtidos no SFWMD, Ansar e Chen (2009) calibraram as Eq. 2.2.54 e 2.2.55. Obtiveram, a partir dos resultados de 7 protótipos para a situação de escoamento com ressalto livre, os coeficientes $m_L = 0,90$ e $n_L = 0,33$ da Eq. 2.2.54. Para o ressalto submerso, a partir dos resultados de 50 protótipos, determinaram os coeficientes $m_S = 1,05$ e $n_S = 0,30$ da Eq. 2.2.55. Segundo Ansar e Chen (2009), estes coeficientes refletem as características geométricas da soleira e dos trechos de montante e jusante.

Capítulo 3

Instalações e equipamento

As secções seguintes têm por objetivo apresentar os dois canais utilizados nos ensaios e o respetivo equipamento. Foram usados o canal laboratorial de declive variável e o canal experimental automático da Universidade de Évora.

3.1 Canal laboratorial de declive variável

3.1.1 Descrição geral

Para a realização dos ensaios foi utilizado o canal laboratorial de declive variável, do tipo Armfield S6 (Figura 3.1.1), que está instalado no Laboratório de Hidráulica do Polo da Mitra da Universidade de Évora. No Anexo A, apresentam-se algumas imagens das instalações laboratoriais.

A estrutura laboratorial completa é constituída pelo canal propriamente dito, pelo tanque de armazenamento de água e pela conduta de alimentação, onde está instalada uma bomba centrífuga com um caudal máximo de 30 l s^{-1} . A regulação do caudal é realizada com uma válvula de borboleta com volante de comando manual. O canal tem 7,5 m de comprimento, 0,30 m de largura e 0,45 m de altura, sendo o fundo em aço pintado e as paredes em vidro (Armfield, 1999). Para os ensaios, o canal foi fixado na posição horizontal.

O caudal afluyente ao canal é captado nos tanques de armazenamento e entra num pequeno tanque de estabilização localizado na extremidade inicial do canal. Em seguida, passa por um dissipador de energia e continua pelo canal de retorno que, por sua vez, descarrega diretamente nos tanques de armazenamento. No final do canal, está

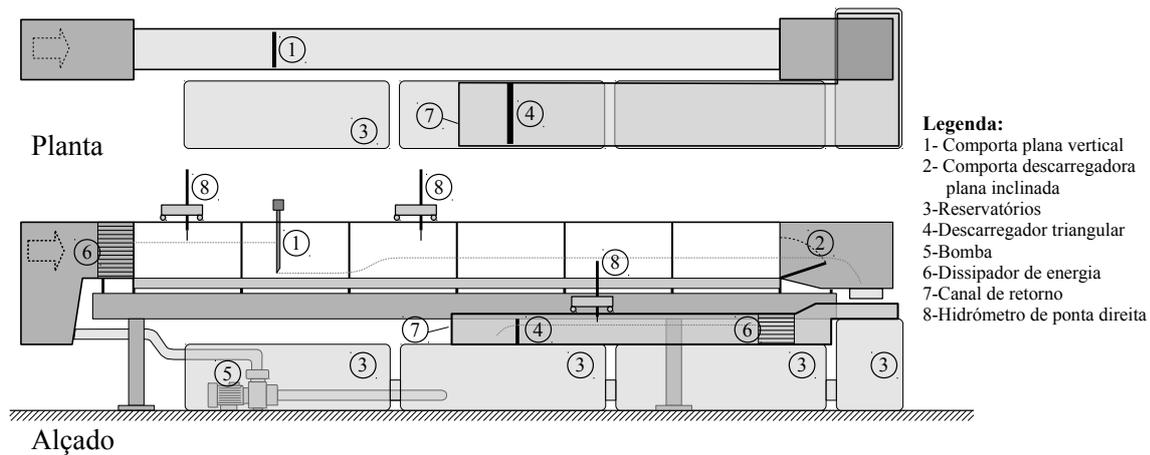


Figura 3.1.1 – Canal de declive variável

instalada uma comporta descarregadora plana inclinada que permite ajustar a altura de água a jusante da comporta plana vertical.

As medições da altura de água foram realizadas com recurso a uma régua graduada, com micrómetro de precisão 0,1 mm, ligada a uma ponta afilada, que permite a leitura direta da altura de água em qualquer secção do canal. Para realizar a medição, deve descer-se lentamente a ponta até que toque a superfície da água, procedendo-se então à leitura no micrómetro. Para evitar leituras falseadas devido ao efeito da capilaridade, não devem ser realizadas medições no sentido ascendente (Quintela, 1991).

3.1.2 Determinação da vazão

Para determinar a vazão no canal laboratorial foram utilizados um descarregador triangular e um caudalímetro ultrassónico. No caso do descarregador triangular, o caudal foi determinado usando a medição da altura da lâmina líquida a montante do descarregador triangular, localizado no canal de retorno, realizada com um hidrômetro de ponta direita. A montante do descarregador, foi colocado um dissipador de energia. Este método de determinação da vazão foi utilizado para caudais inferiores a 10 l s^{-1} . Para valores superiores da vazão, recorreu-se a um caudalímetro ultrassónico.

Passa-se de seguida a descrever com mais detalhe os métodos utilizados na determinação da vazão.

Descarregador triangular

Para calcular o caudal foi utilizado um descarregador triangular com um ângulo de 90° , construído em chapa de acrílico transparente com 5 mm de espessura (Figura 3.1.2). Foi instalado no canal de retorno e, sobre ele, foram instaladas duas guias devidamente niveladas que serviram de apoio ao hidrômetro. A chapa de acrílico onde foi rasgado o

descarregador tem de dimensões $0,60\text{ m} \times 0,30\text{ m}$, que corresponde à secção do canal de retorno. O vértice do entalhe está localizado a $0,126\text{ m}$ do rasto do canal.

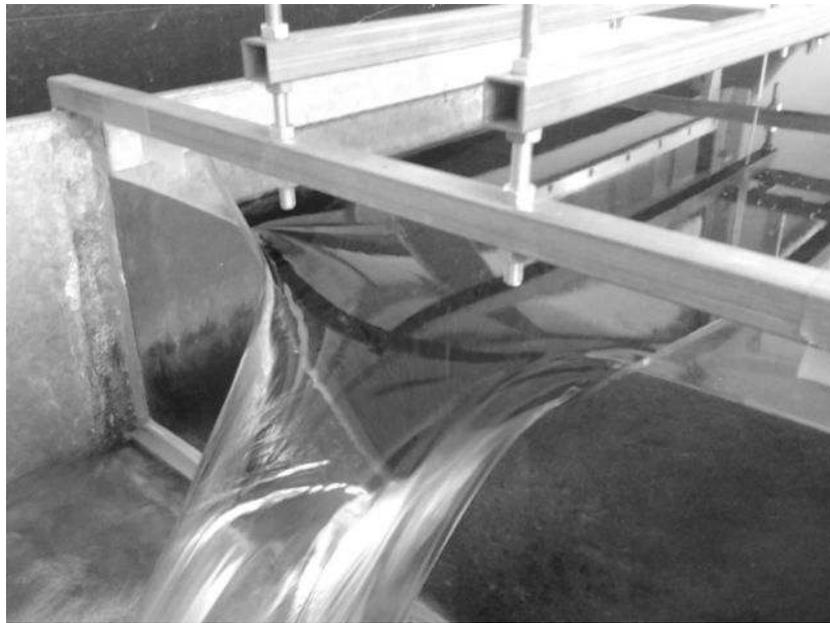


Figura 3.1.2 – Descarregador triangular de 90° em acrílico

Um descarregador triangular é caracterizado por ser um descarregador de parede delgada, localizado perpendicularmente aos lados e fundo do canal, formando um entalhe em forma de V . A bissetriz do ângulo do entalhe deve ser vertical e centrada no canal. O descarregador triangular é um dos dispositivos de medição mais precisos, apto para uma ampla gama de caudais (Bos, 1989). Na Figura 3.1.3, é apresentada uma representação esquemática do descarregador construído.

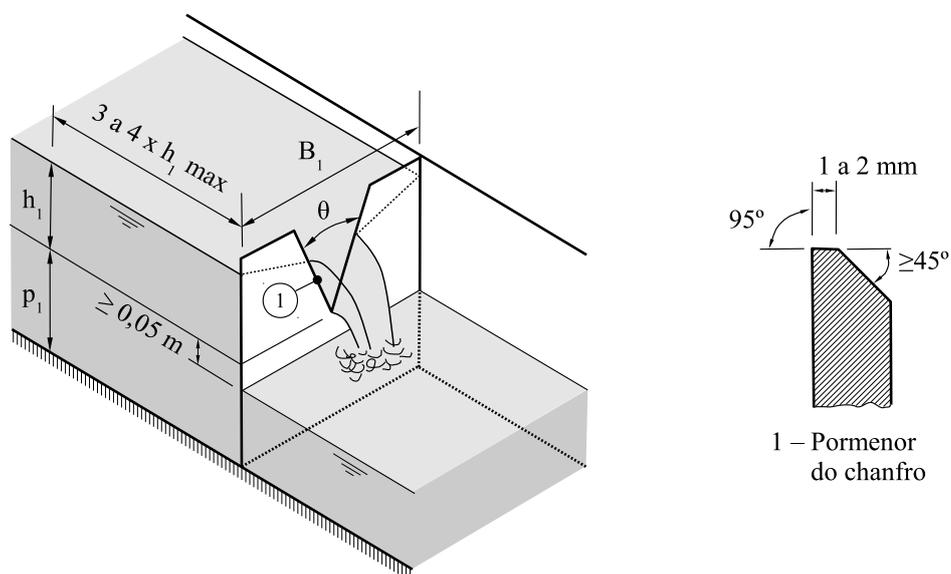


Figura 3.1.3 – Descarregador triangular - características geométricas

Os regimes de escoamento dos descarregadores de soleira delgada podem ser:

- com *contração lateral completa* - quando tem um canal de aproximação cujo fundo e paredes laterais se encontram suficientemente afastadas dos bordos do descarregador, permitindo que uma parcela significativa da velocidade de aproximação seja paralela à face do descarregador.
- com *contração lateral parcial* - quando a contração não se encontra completamente desenvolvida devido à proximidade do fundo e das paredes laterais.

Os descarregadores triangulares podem ser classificados recorrendo aos parâmetros h_1/p_1 , h_1/B_1 , h_1 , p_1 e B_1 (Figura 3.1.3).

Na Tabela 3.1.1, pode constatar-se que, numa perspetiva hidráulica, um descarregador apresenta contração lateral completa para pequenas cargas. Com o aumento de h_1 , a contração torna-se parcial.

Tabela 3.1.1 – Classificação e limites de aplicação dos descarregadores triangulares (Bos, 1989)

Contração lateral parcial			Contração lateral completa		
	h_1/P_1	$\leq 1,2$		h_1/p_1	$\leq 0,4$
	h_1/B_1	$\leq 0,4$		h_1/B_1	$\leq 0,2$
$0,05 \text{ m} <$	h_1	$\leq 0,6 \text{ m}$	$0,05 \text{ m} <$	h_1	$\leq 0,38 \text{ m}$
	p_1	$\geq 0,1 \text{ m}$		p_1	$\geq 0,45 \text{ m}$
	B_1	$\geq 0,6 \text{ m}$		B_1	$\geq 0,90 \text{ m}$

A instalação de um descarregador com contração lateral parcial deve ser realizada num canal de aproximação retangular. Bos (1989) refere que, devido à falta de dados experimentais que correlacionem coeficientes de vazão com a ampla gama de relações h_1/p_1 e p_1/B_1 , só devem ser considerados os descarregadores triangulares com um ângulo de 90° quando a contração lateral é parcial. Os descarregadores com contração lateral completa podem ser instalados em canais de aproximação cuja secção não seja retangular, desde que se verifiquem os limites descritos na Tabela 3.1.1 para a secção do canal retangular.

A lei de vazão de um descarregador triangular vem dada por (Bos, 1989)

$$Q = C_V \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{2,5} \quad (3.1.1)$$

A aplicação desta equação a descarregadores com contração lateral parcial ou completa foi proposta por Kindsvater-Shen (cit. por GT9, 2006), vindo

$$Q = C_V \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\theta}{2} h_e^{2,5} \quad (3.1.2)$$

em que θ representa o ângulo do descarregador triangular e h_e é a altura de água efetiva igual a $h_1 + K_h$. A quantidade K_h representa os efeitos combinados das propriedades do fluido. Empiricamente, foram definidos os valores de K_h em função de θ que se apresentam na Figura 3.1.4.

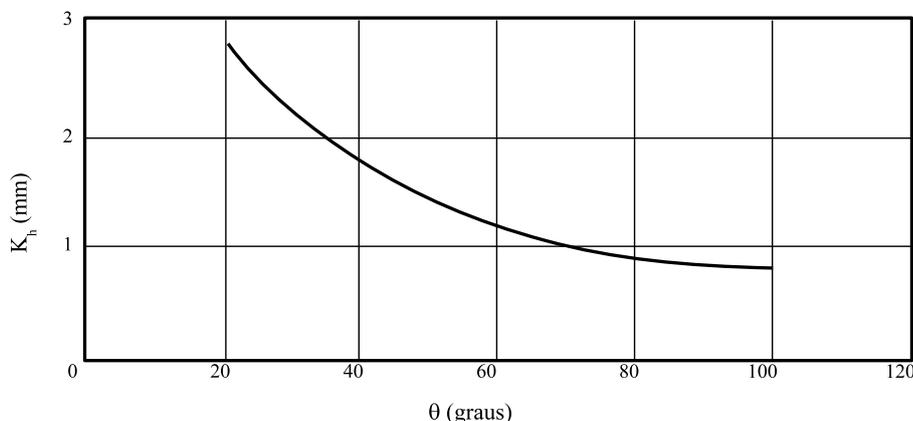


Figura 3.1.4 – Valores de K_h em função do ângulo do descarregador (Bos, 1989)

Para uma temperatura normal da água, entre 5°C e 30°C , o C_V para um descarregador triangular é uma função de três variáveis:

$$C_V = f\left(\frac{h_1}{p_1}, \frac{p_1}{B_1}, \theta\right) \quad (3.1.3)$$

Se as relações $h_1/p_1 \leq 0,4$ e $h_1/B_1 \leq 0,2$, o descarregador tem contração lateral completa e C_V passa a ser uma função que só depende de θ e que se apresenta na Figura 3.1.5.

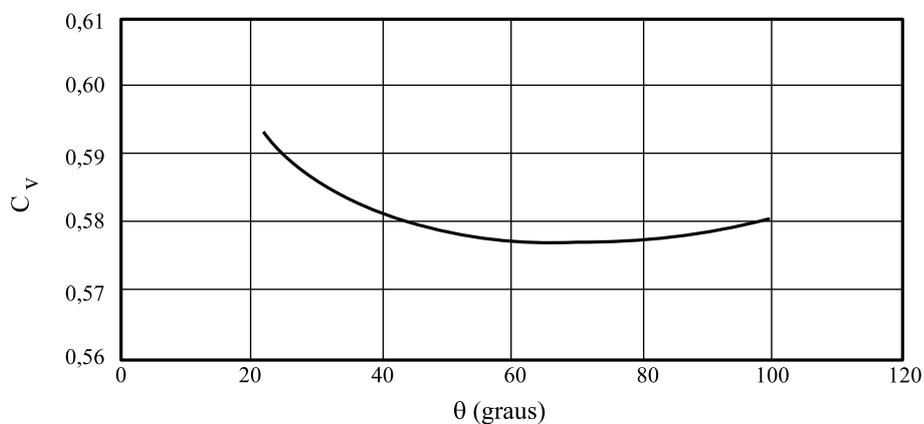


Figura 3.1.5 – Coeficiente de vazão C_V em função do ângulo para descarregador com contração completa (Bos, 1989)

Por outro lado, se a contração lateral não é completa, o C_V pode ser determinado a

partir da Figura 3.1.6, quando θ é de 90° .

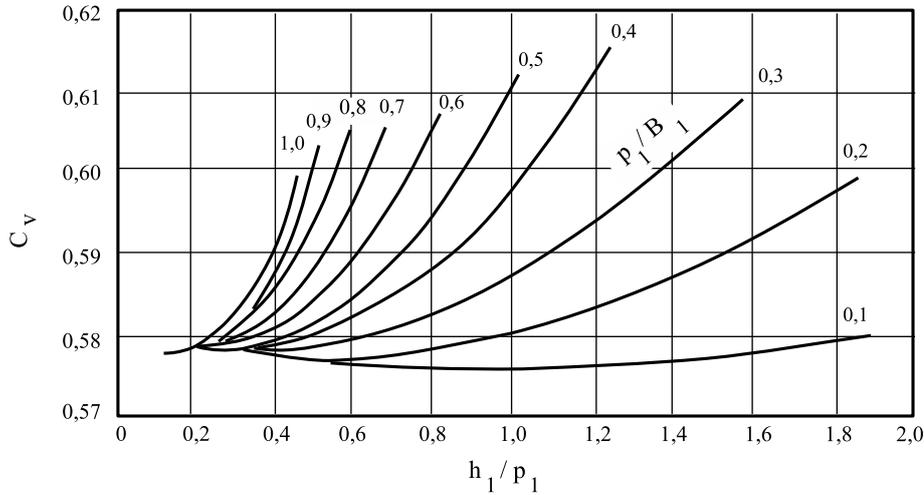


Figura 3.1.6 – C_V em função h/p e p/B para um descarregador triangular com um ângulo de 90° (Bos, 1989)

Bos (1989) descreve os limites de aplicação para descarregadores triangulares que deverão respeitar os seguintes indicadores:

- a relação h_1/p_1 deve ser menor ou igual a 1,2;
- a relação h_1/B_1 deve ser menor ou igual a 0,4;
- a altura da veia líquida referida ao vértice do descarregador (h_1) deve estar compreendida entre 0,05 m e 0,60 m;
- a distância do fundo ao vértice do descarregador (p_1) não deve ser inferior a 0,10m;
- a largura do canal de aproximação deve ser superior a 0,60 m;
- o ângulo do entalhe do descarregador para contração lateral completa pode estar compreendida entre 25° e 100° . Para contração lateral parcial, só deve ser considerado o descarregador de 90° ;
- a altura de água a jusante deve encontrar-se abaixo do vértice do descarregador.

O descarregador construído está limitado a uma carga máxima $h_1 \approx 0,17$ m devido a limitações de altura do canal de retorno. Atendendo a esta restrição, os limites descritos anteriormente, *i.e.*, as relações $h_1/p_1 \leq 1,2$ e $h_1/B_1 \leq 0,4$ são sempre verificadas, assim como os restantes indicadores.

Caudalímetro ultrassónico

Um caudalímetro ultrassónico em condutas sob pressão funciona devido à emissão de ondas ultrassónicas que se propagam através do líquido e da sua receção, depois de terem sofrido a influência do escoamento. Utiliza o resultado dessa influência para determinar o caudal. Este tipo de caudalímetro é normalmente composto por: um par

de transdutores ultrassônicos; uma conduta de instalação sobre qual são instalados os transdutores; um condicionador de sinal, que permite excitar o elemento piezoelétrico do transdutor emissor e que realiza o processamento digital dos sinais ultrassônicos recebidos, convertendo-os em caudal (GT9, 2006).

O caudalímetro ultrassônico utilizado foi o modelo TDS-100M da Dalian Hipeak Instruments Development Co., Ltd. É um caudalímetro de tempo de trânsito¹ e de transmissão por reflexão. É um módulo compacto de alto desempenho de uso geral, constituído pelo condicionador de sinal (Figura 3.1.7) e pelos transdutores ultrassônicos (Figura 3.1.8). A sua instalação pode ser realizada sem interrupção do abastecimento, sem perdas de carga e sem perturbações do escoamento. Através do teclado e do LCD incluídos no condicionador de sinal, pode ser operado de forma autónoma (TDS-100M, 2012).

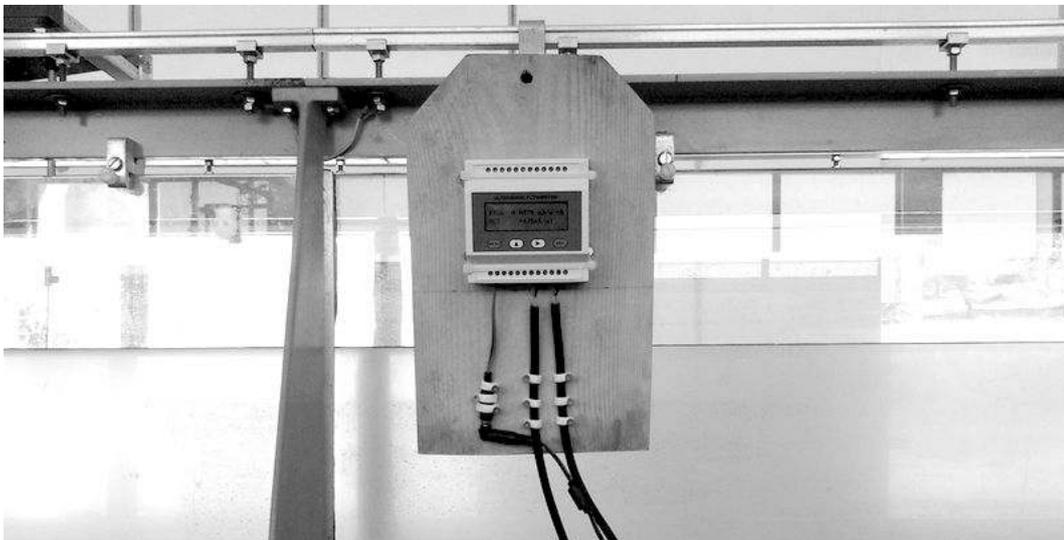


Figura 3.1.7 – Caudalímetro ultrassônico TDS-100M: condicionador de sinal equipado com teclado e LCD

Permite a determinação do caudal para diferentes tipos de líquido, *i.e.*, água doce, água salgada, água residual e pode ser utilizado em diversos tipos de tubagem, *i.e.*, PVC, betão, ferro dúctil, ferro fundido, vidro. Apresenta como características uma precisão de 1% para velocidades $V > 0,2 \text{ m s}^{-1}$ e uma repetibilidade de 0,2%, assim como a possibilidade de ligação a porta série do tipo RS232 e RS485 e saída analógica 4-20mA.

O condicionador de sinal permite configurar as seguintes características da conduta: diâmetro exterior, espessura da parede, tipo de material. Também permite definir o tipo de fluido e o tipo de transdutor utilizado. Após realizar a configuração, obtém-se a distância de instalação dos transdutores.

O TDS-100M pode ser equipado com diferentes tipos de transdutores, os que são mon-

¹O intervalo de tempo desde o instante que o sinal é transmitido até ao instante em que o sinal é detetado pelo transdutor recetor é definido como o tempo de trânsito (Villanueva *et al.*, 2012).



Figura 3.1.8 – Caudalímetro ultrassónico TDS-100M: transdutores ultrassónicos instalados

tados num tubo de medição (em contacto com o líquido) ou os que são instalados sobre conduta. Foram utilizados transdutores sobre a conduta, de trajeto único, denominados de Standard M1. Estes transdutores podem ser aplicados a condutas com diâmetros compreendidos entre DN50 a DN700 (TDS-100M, 2012).

Este equipamento permite dois tipos de instalação, por transmissão direta e transmissão por reflexão (Figura 3.1.9). A instalação transmissão por reflexão é recomendada pelo fabricante quando os diâmetros de tubagem estão compreendidos entre DN15 e DN200. Quando este método não permite a medição do sinal de forma adequada, pode usar-se em alternativa o método da transmissão direta, que normalmente é mais adequado para diâmetros superiores a DN200 (TDS-100M, 2012).

Os transdutores foram instalados na conduta de adução em PVC do canal laboratorial, cujo diâmetro é DN110. A sua aplicação foi realizada com recurso a abraçadeiras que fixam os transdutores à conduta. A sua configuração foi de transmissão por reflexão, de acordo com o esquema da Figura 3.1.9. Entre as faces da conduta e dos transdutores foi colocado um gel de montagem para garantir um bom acoplamento acústico.

Os dois transdutores foram instalados do mesmo lado sobre a conduta, o que possibilita a duplicação do comprimento de interrogação e, conseqüentemente, a redução da incerteza de medição relativamente à instalação por transmissão direta.

3.1.3 Comporta plana vertical

No canal laboratorial instalou-se uma comporta plana vertical (Figura 3.1.10) com lâmina fina em aço inoxidável e aresta cortada em bisel. A altura de abertura da comporta pode ser regulada por um manípulo. A comporta foi posicionada a 3 m do

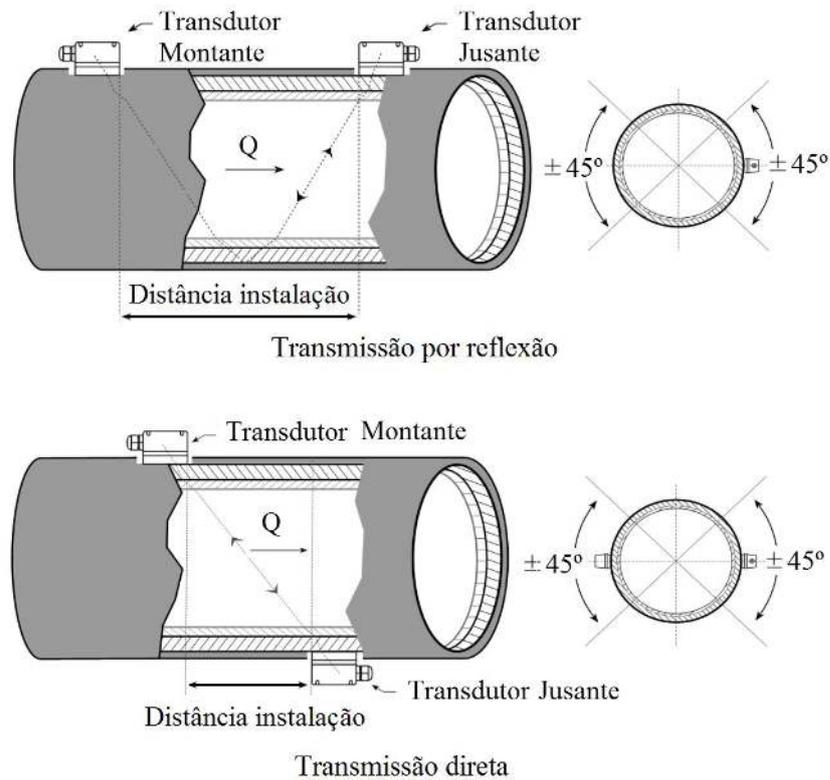


Figura 3.1.9 – Caudalímetro ultrassónico TDS-100M: posicionamento dos transdutores

início do canal.

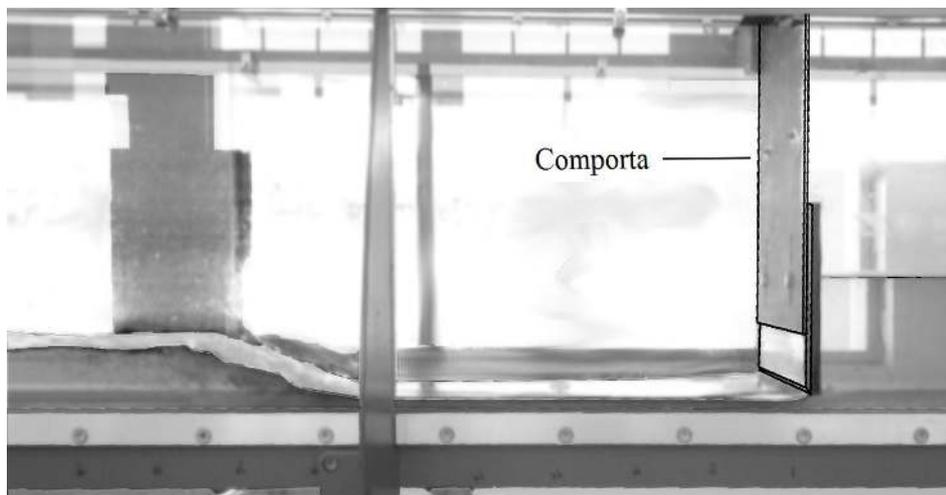


Figura 3.1.10 – Comporta plana vertical

3.1.4 Soleiras do tipo WES

Foram construídas duas soleiras descarregadoras em chapa lisa de aço galvanizado nas oficinas dos Serviços Técnicos da Universidade de Évora (Figura 3.1.11). O seu perfil foi

desenhado de acordo com as regras definidas pelo USBR (1987). Para tornar possível a instalação da comporta sobre as soleiras foi necessário criar um adaptador de fixação.

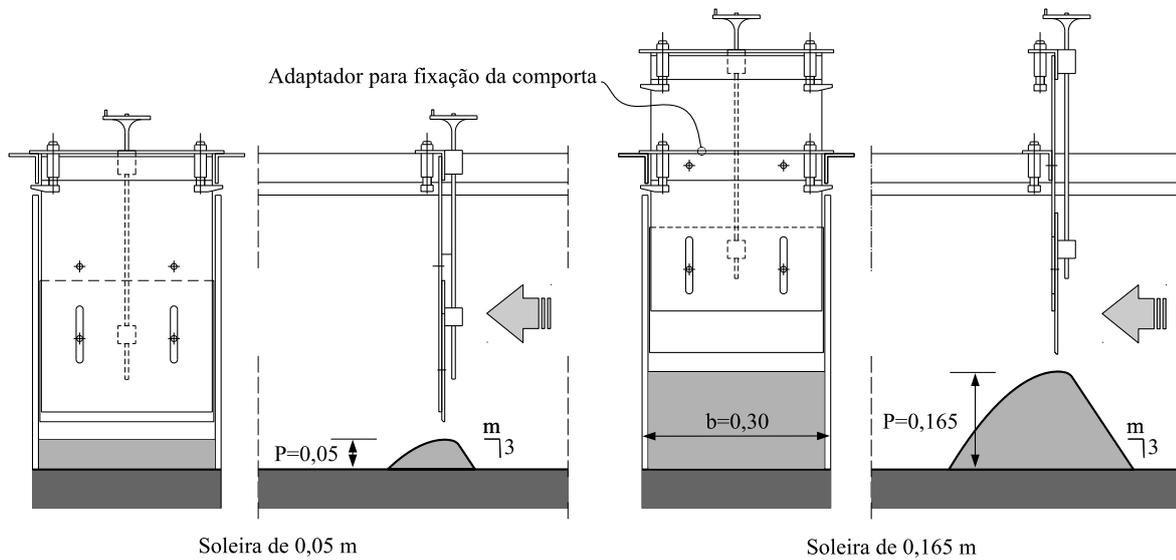


Figura 3.1.11 – Soleiras do tipo WES instaladas no canal laboratorial

As características fundamentais das soleiras estão descritas na Tabela 3.1.2. Permitem, com recurso aos ábacos disponibilizadas pelo USBR (1987), traçar o perfil das soleiras considerando a carga de dimensionamento, H_d . O perfil de jusante obedece à Eq. 2.3.18.

Tabela 3.1.2 – Características das soleiras do tipo WES instaladas no canal laboratorial

P (m)	m (-)	n (-)	K (-)	b (m)	H_d (m)	P/H_d (-)
0,050	2	1,810	1,939	0,300	0,100	0,500
0,165	2	1,810	1,939	0,300	0,100	1,650

3.2 Canal Experimental Automático

3.2.1 Descrição geral

No Núcleo de Hidráulica e Controlo de Canais da Universidade de Évora, instalado no Polo da Mitra, está disponível a instalação de uma plataforma de investigação / experimentação de sistemas de distribuição de água em canal. No Anexo B apresentam-se algumas imagens do canal. Esta instalação é composta por: posto central; canal automático; canal tradicional; e dois reservatórios de armazenamento e controlo. A Figura 3.2.1 apresenta uma vista geral dos canais experimentais e a Figura B.3 o seu diagrama geral (Rijo, 2003). Seguidamente, apresenta-se uma breve descrição da instalação, que pode ser consultada com maior detalhe em NuHCC (2016).



Figura 3.2.1 – Vista geral do canal experimental (NuHCC, 2016)

Posto central

Para garantir o fácil acesso e inspeção visual dos canais, o posto central encontra-se localizado na sua proximidade. Os canais apresentam o seu desenvolvimento longitudinal aproximadamente paralelo à fachada do posto central. As instalações são constituídas por: um gabinete de controlo da instalação (onde se encontra o autómato central e o computador servidor); uma sala multiusos (trabalho, exposições e demonstrações).

No computador, encontra-se instalada a aplicação SCADA que garante a controlo automático e supervisão do canal (Figura 3.2.2). O sistema SCADA recebe os dados de uma rede de controladores de lógica programável (*Programmable Logic Controller* (PLC)) distribuídos ao longo do canal, que permitem aceder a diversos valores: alturas de água no canal; níveis no reservatório de alimentação; parâmetros de posição e caudal dos órgãos hidráulicos; estado de cada atuador. Uma visão mais detalhada sobre o funcionamento da aplicação SCADA pode ser consultada em (Rijo, 2007; Almeida *et al.*, 2002).

A aquisição de dados dos ensaios realizados foi efetuada utilizando o controlador de interface (SCADA - Controller Interface) desenvolvido em MATLAB por Duarte *et al.* (2011). Este controlador permite aceder às diferentes etiquetas² e respetivos valores disponibilizados pelo SCADA.

²As etiquetas, normalmente referenciadas na documentação do sistema SCADA por “TAGS” permitem reconhecer os diferentes valores lidos dos sensores instalados no canal.



Figura 3.2.2 – Sinóptico SCADA

Canal automático

O canal automático tem secção transversal trapezoidal, com 0,15 m de largura de rasto, declive das espaldas de 1 : 0,15 (V:H) e 0,90 m de altura. Foi projetado para um caudal de $0,09 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Está dividido em 4 troços, apresenta um comprimento total de 141 m e um declive longitudinal médio de $1,5 \times 10^{-3}$.

A secção adotada foi projetada atendendo aos requisitos necessários dos sensores de nível e de controlo digital. Esta conceção maximiza as variações da altura de água para uma determinada perturbação, *i.e.*, para escoamento uniforme, a secção transversal provoca uma variação de 1 mm de altura de água para uma perturbação de $0,228 \times 10^{-3} \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ e os sensores de nível instalados permitem registar variações da ordem de 0,700 mm.

O canal é alimentado por um reservatório instalado à cabeça, possuindo, para isso, uma válvula de regulação do tipo "MONOVAR" (Rijo, 2003), com 0,30 m de diâmetro e respetivo equipamento de medição de caudais e de regulação. A jusante de cada troço do canal está instalada uma tomada de água e uma comporta plana vertical. As três primeiras comportas garantem a vazão através de orifício inferior (junto ao rasto do canal) e a última é uma comporta descarregadora plana vertical de altura ajustável. São constituídas por um tabuleiro vertical, em polietileno de alta densidade (PEAD), que desliza num quadro em aço, com recurso a um atuador elétrico de regulação ou por regulação manual. As tomadas de água são constituídas por válvula de seccionamento

motorizadas e um medidor de caudal, sendo o caudal derivado descarregado para o canal tradicional (canal de retorno). Com a finalidade de possibilitar o controlo em tempo real, foram instalados sensores de nível em poços, existindo três, respetivamente, no início, no meio e no fim de cada troço de canal.

A jusante da primeira comporta plana vertical foram realizadas alterações à secção transversal do canal. Estas alterações tiveram como objetivo criar no canal uma secção transversal retangular igual à secção de abertura da comporta. Para o efeito, foi construído um trecho de canal com secção retangular com 5 m de comprimento, seguido de uma transição com 1,3 m de comprimento para fazer a ligação com a secção transversal corrente do canal a jusante. Na Figura 3.2.3, podem observar-se as alterações descritas.

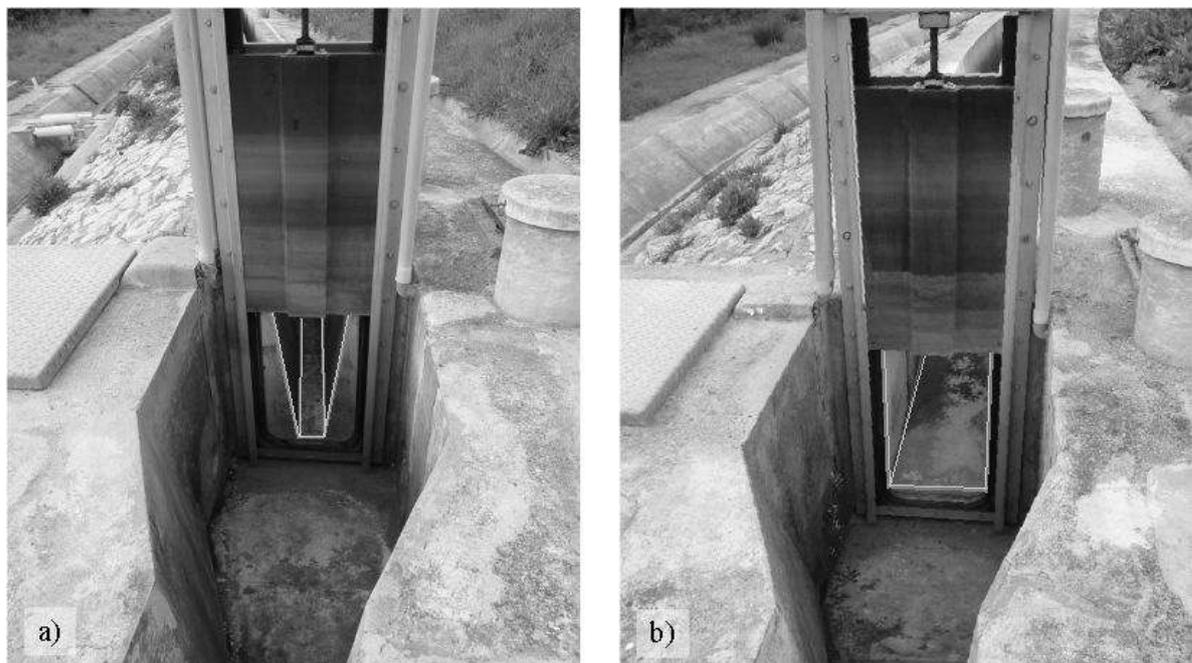


Figura 3.2.3 – Comporta 1: a) antes da alteração; b) depois da alteração

Canal tradicional

O canal tradicional permite o retorno ao reservatório de armazenamento dos caudais derivados do canal automático sem originar transbordamento. Está localizado em paralelo com a canal automático e está equipado com uma comporta AMIL D80 (Rijo, 2010), um descarregador de soleira delgada do tipo labirinto de módulo trapezoidal único, vulgarmente conhecido como “bico de pato” e dois módulos de rega do tipo “Neyrpic” equipados com um reparo, tipo X1 para um caudal máximo de 201 s^{-1} (Rijo, 2010).

Reservatórios

À cabeça do sistema, estão localizados os reservatórios que garantem o caudal afluyente ao canal automático e o funcionamento das bombas submersíveis. O reservatório inferior serve de armazenamento e tem instaladas as bombas que elevam a água para o reservatório superior. No final do canal automático, começa o canal tradicional que termina no reservatório de armazenamento. No interior dos reservatórios, estão instaladas boias de nível e um medidor de nível ultrassónico.

3.2.2 Medidor de nível ultrassónico

Atendendo a que não é possível alterar a localização dos poços com os sensores de nível do canal experimental, foi necessário desenvolver um medidor de nível ultrassónico com dois sensores, para instalar a montante e a jusante da soleira/comporta (Figura 3.2.4). Este novo equipamento permite posicionar os sensores na localização mais adequada de acordo com os requisitos necessários a cada tipo de ensaios.



Figura 3.2.4 – Medidor de nível ultrassónico

Este medidor de nível foi implementado sobre uma plataforma Arduino Uno (Arduino, 2013), que é uma plataforma de prototipagem eletrónica de hardware livre, projetada com um micro-controlador *Atmega328*, com suporte de entrada/saída integrado e possibilidade de programação.

Foram ligados e programados à plataforma Arduino Uno dois sensores ultrassónicos com compensação de temperatura (US-100), um relógio em tempo real (I2C RTC AT24C32 DS1307), um display retro-iluminado para visualização em tempo real dos valores dos sensores e um leitor de cartões (SD) para guardar os registos. Também foi instalado

um botão que permite dar início aos registos. Cada série de registos armazena o tempo e os valores dos sensores com um intervalo de um segundo e com uma duração total de 120 segundos.

3.2.3 Bomba auxiliar

Foi verificado experimentalmente que não era possível garantir o escoamento livre sob a comporta no canal experimental. Este facto deve-se à existência da transição de secções descrita anteriormente. Para garantir que eram realizados ensaios na condição de escoamento livre, foi adquirida uma bomba centrífuga (Figura 3.2.5) capaz de elevar 16 l s^{-1} com 13 mca. Foi equipada com: conjunto de aspiração composto por tubo aspiralado e válvula de fundo; conjunto de compressão composto por válvula de cunha e tubo aspiralado; acessórios de acoplamento de montagem rápida para os conjuntos de aspiração e compressão.



Figura 3.2.5 – Bomba auxiliar

Esta configuração de instalação permite mobilidade, ou seja, que a bomba seja instalada em qualquer posição do canal experimental, adaptando-se às necessidades. A tomada de água da bomba foi colocada na proximidade da secção de transição. Através do controlo da abertura da válvula, existente no conjunto de compressão, foi possível regular a vazão de forma a rebaixar adequadamente a veia líquida, permitindo obter o ressalto livre a jusante das comportas ou das soleiras (controladas ou não por comporta) instaladas no canal.

3.2.4 Soleiras do tipo WES

À semelhança das soleiras do canal laboratorial, também foram construídas duas soleiras descarregadoras em chapa lisa de aço galvanizado nas oficinas dos Serviços Técnicos da Universidade de Évora (Figura 3.2.6).

O seu perfil também cumpre o estipulado pelo USBR (1987). Estas soleiras tiveram que ser realizadas em duas componentes, solidarizadas por ligações aparafusadas, para poderem ser encaixadas na comporta do canal experimental. Todos os espaços existentes entre as soleiras, o canal e a comporta foram devidamente preenchidos com silicone para garantir a sua estanquidade. De modo a mitigar efeitos não desejados nas linhas de corrente, foi preenchido o quadro (onde desliza a comporta) na zona de abertura da comporta .

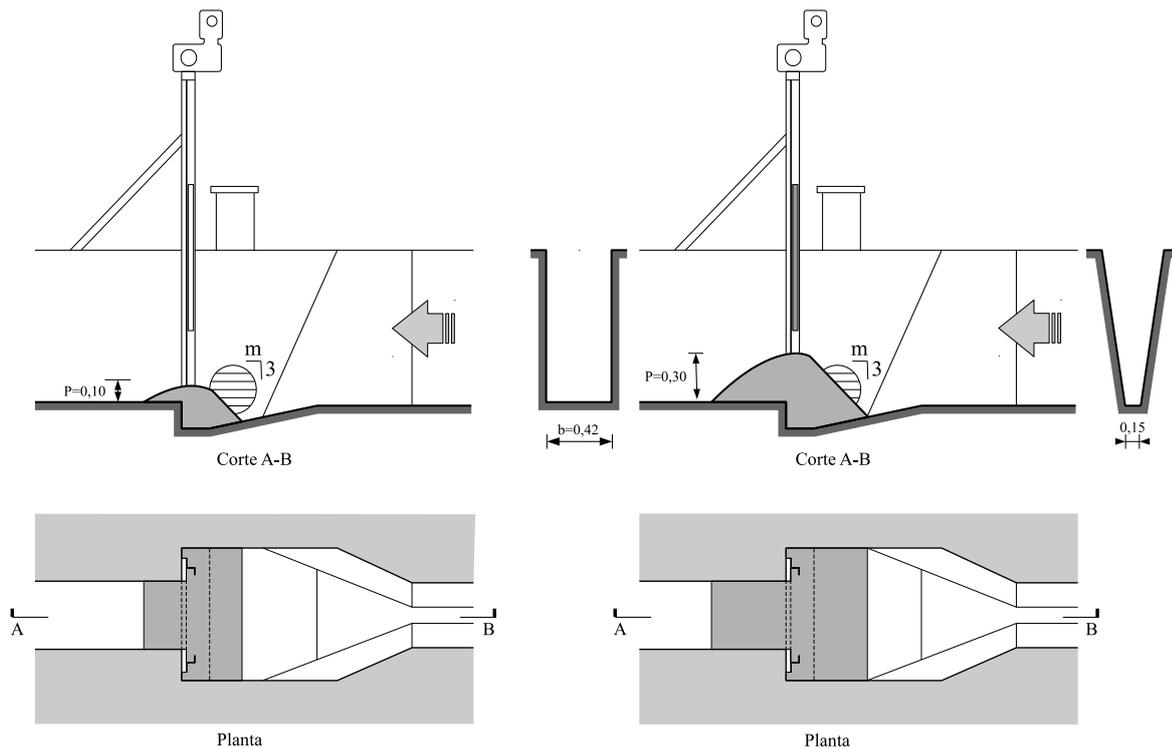


Figura 3.2.6 – Soleiras do tipo WES instaladas no canal experimental

As características fundamentais destas soleiras estão descritas na Tabela 3.2.1. Com base na carga de dimensionamento H_d e através dos ábacos disponibilizadas pelo USBR (1987) foi traçado o perfil das soleiras, sendo o de jusante definido pela Eq. 2.3.18.

Tabela 3.2.1 – Características das soleiras do tipo WES instaladas no canal experimental

P (m)	m (-)	n (-)	K (-)	b (m)	H_d (m)	P/H_d (-)
0,100*	3	1,748	0,522	0,420	0,250	0,880
0,300*	3	1,780	1,852	0,420	0,250	1,680

*) Para levar em consideração a altura na zona de aproximação, a montante da soleira, considerou-se uma altura média adicional de 0,120 m. Assim, as alturas a utilizar nos cálculos serão de 0,220 m e 0,420 m para as soleiras de 0,100 m e 0,300 m, respetivamente.

3.3 Dados de canais protótipos

Para além dos ensaios realizados nos canais laboratorial e experimental, também foram utilizados dados disponíveis para comportas planas verticais relativos aos canais protótipos do Vale do Sorraia e do Vale do Sado.

Vale do Sorraia

Foram utilizados os dados do relatório da *Calibração dos coeficientes de vazão das estruturas hidráulicas existentes no canal do Vale do Sorraia* (Arranja, 2005). Das diferentes estruturas presentes, só foram consideradas as comportas planas verticais associadas ou não a soleiras descarregadoras. Os dados disponíveis resultam da leituras das escalas para as alturas de água e os caudais foram obtidos através de um medidor de sensor por indução magnética (Nautilus). Na Tabela 3.3.1, encontram-se descritas as características das comportas planas verticais a funcionar com escoamento livre por jusante.

Tabela 3.3.1 – Vale do Sorraia: características das comportas analisadas

Localização	Comporta	Número Comportas	Largura - b (m)	Tipo de Escoamento
Estação Montalvo	EM1	1	0,65	Livre
Estação Foz	EF1	1	0,65	Livre
	EF2	1	1,73	Livre

Vale do Sado

Foram utilizados os dados relativos à aferição dos parâmetros de calibração das equações de vazão de comportas e descarregadores no âmbito da empreitada de *Modernização dos Canais Primários do Vale do Sado* (Natureza Viva, 2013). Os dados adquiridos resultam dos valores lidos pelos autómatos, no caso das alturas de água, tendo sido os

caudais obtidos com recurso a um molinete. As características das comportas planas verticais encontram-se descritas na Tabela 3.3.2.

Tabela 3.3.2 – Vale do Sado: características das comportas analisadas

Localização	Comporta	Número Comportas	Largura - b (m)	Tipo de Escoamento
PA2 - Nó Romeiras	CGPM	2 *)	2,45	Submerso
PA3 - Distri. V. Matança	—	1	1,00	Submerso
C3 - Distri. do Matinho	—	2 **)	1,45	Submerso

*) Abertura das duas comportas igual. **) Foi utilizada a abertura média das duas comportas.

Capítulo 4

Resultados

4.1 Introdução

No presente capítulo, são apresentados os resultados de vazão obtidos para as soleiras controladas ou não por comportas do canal laboratorial de declive variável, do canal experimental automático, do Vale do Sorraia e do Vale do Sado.

Inicialmente, começa-se por apresentar as ferramentas estatísticas utilizadas para avaliação dos resultados. Os resultados apresentados resultam da aplicação das diferentes metodologias e estão organizados em subsecções por: comporta plana vertical; soleira do tipo WES; e soleira controlada por comporta. Serão ainda subdivididos em escoamento livre e submerso. No final de cada subsecção, será realizada a discussão dos resultados.

4.2 Descritores estatísticos usadas

A avaliação do desempenho de um modelo pode ser conseguida através de técnicas estatísticas e gráficas. As técnicas gráficas permitem uma comparação visual entre o simulado e o observado, podendo ser utilizados os gráficos de dispersão, que permitem uma primeira apreciação do desempenho do modelo. Por outro lado, as técnicas gráficas devem ser sempre analisadas em conjunto com as técnicas estatísticas (Legates e McCabe, 1999; Moriasi *et al.*, 2007).

Os critérios estatísticos podem ser divididos na análise da regressão e nas medidas de erro. Através da regressão, é possível determinar a força da relação linear entre o simulado e o observado e as medidas de erro quantificam os desvios entre o simulado e

o observado (Moriassi *et al.*, 2007).

Da análise da regressão, obtém-se o coeficiente de determinação, R^2 , dado pela Eq. 4.2.1, em que S representa o valor simulado e O o valor observado. As médias dos valores simulados e observados vêm definidas por \bar{O} e \bar{S} para uma amostra de dimensão n . A Eq. 4.2.1 descreve quanto da dispersão observada é explicada pelo simulado, estando os seus limites compreendidos entre 0 e 1. Um valor de zero significa que não existe correlação e um valor de 1 indica que a dispersão do simulado é igual à do observado. Uma das lacunas do parâmetro R^2 , caso seja considerado individualmente, é o fato de só quantificar a dispersão (Mitchell, 1997). Um modelo que sistematicamente subestima ou sobrestima, pode ainda possibilitar a obtenção de bons valores de R^2 , mesmo que as simulações estejam erradas (Krause *et al.*, 2005; Legates e McCabe, 1999).

$$R^2 = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O}) (S_i - \bar{S})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (O_i - \bar{O})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_i - \bar{S})^2}} \right)^2 \quad (4.2.1)$$

Para acautelar uma interpretação correta do R^2 , é necessário considerar o valor do declive b e o valor da interceção a , da reta $y = a + bx$ da regressão que originou R^2 . Para que exista um bom ajustamento, a deve ser próximo do zero, o que significa que para uma vazão observada de zero resulta uma vazão simulada perto do zero, e o b próximo da unidade. Para garantir uma análise adequada, o b deve ser discutido juntamente com o R^2 . Para isso, pode considerar-se uma versão ponderada de R^2 dada pela Eq. 4.2.2. Ao ponderar R^2 , a subestimação ou sobrestimação do modelo é quantificada em conjunto, resultando num indicador mais expressivo do comportamento do modelo (Krause *et al.*, 2005).

$$wR^2 = \begin{cases} |b| \cdot R^2 & , \quad b \leq 1 \\ |b|^{-1} \cdot R^2 & , \quad b > 1 \end{cases} \quad (4.2.2)$$

Como já foi referido, o ajustamento explicado pelo R^2 resultante da regressão, só por si, não é adequado como medida de desempenho do modelo, pois é incapaz de explicar o seu viés. Uma forma de ultrapassar esta limitação, é recorrer a outras medidas que se baseiem no erro ou desvio entre o simulado e o observado.

Uma dessas medidas é o erro médio, ME , dado pela Eq. 4.2.3, na mesma unidade da variável do modelo. O ME é uma medida do viés que tende a subestimar o erro ou facilmente conduzir a conclusões erradas. Por exemplo, caso o ME fosse zero, estar-se-ia perante um ajustamento perfeito (situação pouco provável), ou então os erros

positivos e negativos anular-se-iam simplesmente.

$$ME = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (S_i - O_i) \quad (4.2.3)$$

Por outro lado, também é habitual medir os desvios atendendo aos seus valores absolutos e aos seus quadrados (Moriassi *et al.*, 2007; Legates e McCabe, 1999). As Eq. 4.2.4 e 4.2.5 representam o erro médio absoluto, *MAE*, e a raiz quadrada do erro quadrático médio, *RMSE*. Estas medidas vêm nas mesmas unidades da variável modelada. Quantificam o erro absoluto e descrevem a diferença entre o simulado e o observado (Sepúlveda, 2007; Azamathulla *et al.*, 2013). Normalmente, para a generalidade dos casos, *RMSE* é superior a *MAE*. O grau em que o *RMSE* excede o *MAE* é um indicador da maior ou menor existência de *outliers*¹ (Legates e McCabe, 1999). *RMSE* representa o desvio padrão do erro de previsão do modelo e valores mais pequenos de *RMSE* indiciam um melhor desempenho do modelo.

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |S_i - O_i| \quad (4.2.4)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (S_i - O_i)^2} \quad (4.2.5)$$

O erro percentual médio, *MPE*, e o erro percentual absoluto médio, *MAPE*, representam medidas relativas do erro dados pelas Eq. 4.2.7 e 4.2.8, respetivamente. O *MPE* é um indicador do viés do modelo e o *MAPE* é uma medida de estimativa do erro que não é afetada pelo sinal deste. Ambos permitem a comparação dos resultados de diferentes modelos.

$$e_i = \frac{S_i - O_i}{O_i} \times 100\% \quad (4.2.6)$$

$$MPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i \quad (4.2.7)$$

¹De acordo Paulino *et al.* (2011), o termo inglês *outlier* pode assumir os seguintes significados: valores atípicos; discordantes; aberrantes; discrepantes; valores anómalos.

$$MAPE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |e_i| \quad (4.2.8)$$

As inferências estatísticas são baseadas, apenas em parte, nas observações. Uma base importante é formada partindo de pressupostos subjacentes à situação em análise. Mesmo nos casos mais simples, existem pressupostos explícitos ou implícitos relativos à aleatoriedade e independência e a distribuição do modelo. Estes pressupostos não são supostos serem exatamente verdadeiros, mas uma racionalização matemática conveniente de um conhecimento que, por vezes, é vago. Huber e Rinchetti (2009) referem que, desde meados do Século XX, começou-se a ganhar consciência que muitos procedimentos estatísticos (em particular, os que assentam na distribuição normal) são excessivamente sensíveis a aparentes pequenos desvios das hipóteses formuladas, tendo originado uma multiplicidade de métodos alternativos denominados de "robustos".

Os estimadores "robustos" são aqueles que retêm as propriedades estatísticas desejadas, mesmo que os pressupostos sobre os dados se encontrem um pouco desajustados (influenciados por valores anómalos). Ao elevar ao quadrado o erro como uma medida de discrepância, o método dos mínimos quadrados $(O_i - S_i)^2$ é mais influenciado pelos valores anómalos (*outliers*) do que um modelo baseado no desvio absoluto $|O_i - S_i|$, denominado de *Mínimos Desvios Absolutos*². Deste modo, ao minimizar os erros com uma função mais "tolerante" a grandes desvios, o método também é menos influenciado pelos *outliers* (Kvam e Vidakovic, 2007). Esta é uma técnica matemática de otimização, semelhante aos mínimos quadrados, que tenta encontrar a função que mais se aproxima a um conjunto de dados, tal que

$$\min \sum_i^n |O_i - S_i| \quad (4.2.9)$$

4.3 Incerteza da medição

O propósito da medição é fornecer informação sobre uma quantidade com interesse, a mensurada. Quando uma quantidade é medida, o resultado depende do sistema de medição, do procedimento de medição, da competência do operador, do ambiente e de outros efeitos (JCGM, 2009).

Existem dois tipos de erros associados a uma medição - o sistemático e o aleatório. O erro sistemático também pode ser referido como viés da medição e afeta normalmente os resultados sempre no mesmo sentido. Tem origem numa imperfeição do equipa-

²Definido em Inglês por *Least Absolute Deviation* - LAD (Paulino *et al.*, 2011).

mento de medição ou no procedimento de medição. Pode resultar, por exemplo, do incorreto posicionamento do zero da escala. Os erros aleatórios variam de forma imprevisível/aleatória em medições repetidas. Resultam da limitação do equipamento ou do procedimento de medição que o impede de obter a medida exata (JCGM, 2009). No caso dos escoamentos com superfície livre, o erro aleatório está associado à dispersão de valores, inerentes ao regime permanente, nomeadamente devido às pequenas ondulações da superfície livre.

A incerteza da medição pode ser definida como um parâmetro associado ao resultado de uma medição, que caracteriza a dispersão dos valores que podem com razoabilidade ser atribuídos à grandeza a medir (ou mensurada). A incerteza do resultado de uma medição reflete o desconhecimento do valor exato da grandeza mensurada e normalmente integra diversas componentes (EA-4/02M, 2013).

De acordo com JCGM (2008), algumas das possíveis fontes de incerteza de uma medição podem ser:

- definição incompleta do mensurando;
- realização imperfeita da definição do mensurando;
- amostragem não representativa - a amostra medida pode não representar o mensurando definido;
- conhecimento inadequado dos efeitos das condições ambientais sobre a medição ou medição imperfeita das condições ambientais;
- erro de tendência pessoal na leitura de instrumentos analógicos;
- resolução finita do instrumento ou limiar de mobilidade;
- valores inexatos dos padrões de medição e materiais de referência;
- valores inexatos de constantes e de outros parâmetros obtidos de fontes externas e usados no algoritmo de redução de dados;
- aproximações e suposições incorporadas ao método e procedimento de medição;
- variações nas observações repetidas do mensurando sob condições aparentemente idênticas.

As componentes da incerteza podem ser avaliadas em duas categorias baseadas no seu método de avaliação. Uma definida a partir da distribuição estatística de uma série de observações (desvio padrão) denominadas de Avaliação (de incerteza) do Tipo A. A outra é avaliada pela distribuição de probabilidades convencionada, baseada na experiência e em fontes de informação adicionais, denominadas por Avaliação (de incerteza) do Tipo B (JCGM, 2008).

Para o primeiro tipo de avaliação referida, a melhor estimativa disponível da esperança ou valor esperado μ_q de uma grandeza q que varia aleatoriamente e para a qual n observações independentes q_k foram obtidas sob as mesmas condições de medição, é a média \bar{q} das n observações e é dada por

$$\bar{q} = \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n q_k \quad (4.3.1)$$

As observações individuais q_k diferem em valor por causa dos efeitos aleatórios. A variância experimental das observações, que estima a variância s^2 da distribuição de probabilidade de q , é dada por

$$s^2(q_k) = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (q_j - \bar{q})^2 \quad (4.3.2)$$

que permite caracterizar a dispersão dos valores q_k observados em torno da sua média \bar{q} . O valor estimado da variância experimental de \bar{q} (média dos valores q_k), será

$$s^2(\bar{q}) = \frac{s^2(q_k)}{n} \quad (4.3.3)$$

Relativamente ao segundo tipo de avaliação, a distribuição de probabilidade de uma incerteza pode tomar uma variedade de formas, mas é em geral aceitável assumir formas geométricas bem definidas para as quais o desvio padrão pode ser obtido facilmente. A incerteza padrão é definida como o desvio padrão dividido por um número associado à distribuição probabilística assumida. Assim, para uma estimativa x_i de uma grandeza de entrada X_i , que não tenha sido obtida através de observações repetidas, a variância estimada associada $u^2(x_i)$ ou a incerteza padrão $u(x_i)$ é avaliada com base na informação relevante disponível (por exemplo: dados de medições anteriores, experiência, especificações dos fabricantes). Bos (1989) sugere as distribuições normal, uniforme e binomial com os divisores 2, $\sqrt{3}$ e 1 respetivamente, de interesse neste contexto.

Na maior parte dos casos, um resultado experimental Y não é medido diretamente, mas determinado a partir das n quantidades X_i através da relação funcional f que se segue

$$Y = f(X_1, X_2, \dots, X_n) . \quad (4.3.4)$$

Considerando outras fontes de variabilidade, tais como diferentes observadores, instrumentos, amostras, laboratórios e diferentes instantes em que as observações foram tomadas, as grandezas X_i são sujeitas a correções. Deste modo, a equação de medição não deve ser considerada como a expressão de uma lei física, mas sim uma expressão

de um processo de medição, devendo, conseqüentemente, explicitar todas as incertezas que de uma forma significativa contribuíram para o resultado da medição. Designando por y uma estimativa de Y e x_i uma estimativa de X_i , vem

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n). \quad (4.3.5)$$

Para a avaliação da incerteza global $u_c(y)$, também referida como incerteza padrão combinada, são consideradas e tratadas separadamente as várias fontes de incerteza. Cada contribuição individual é referida como uma componente da incerteza que, quando expressa como desvio padrão, é conhecida como incerteza padrão. A combinação de todas as componentes da incerteza é realizada através da lei de propagação da incerteza (Coleman e Steele, 2009). Nos casos em que há correlação entre algumas componentes, esse efeito deve ser equacionado, determinando a covariância.

Perante uma grandeza y dependente, a incerteza padrão combinada $u_c(y)$ é definida através de uma relação funcional f , em que cada uma das grandezas x_1, x_2, \dots, x_n é medida com uma determinada incerteza padrão, vindo dada por

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) + 2 \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{k=i+1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right) \left(\frac{\partial f}{\partial x_k} \right) u(x_i, x_k) \quad (4.3.6)$$

sendo $\partial f / \partial x_i$ o coeficiente de sensibilidade, $u(x_i)$ a incerteza padrão associada à estimativa x_i e $u(x_i, x_k)$ a covariância estimada.

No caso da grandeza y ser independente, de covariância nula, a incerteza padrão combinada passa a ter a expressão

$$u_c^2(y) = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial f}{\partial x_i} \right)^2 u^2(x_i) \quad (4.3.7)$$

O intervalo dentro do qual se crê encontrar o valor do mensurando é definido como a incerteza expandida U . É obtida multiplicando a incerteza padrão combinada por um fator de expansão k , vindo dada por

$$U = k u_c(y) \quad (4.3.8)$$

O fator de expansão é normalmente escolhido com base no grau de confiança desejado.

Normalmente, está compreendido entre 2 e 3, sendo que, para um grau de confiança de aproximadamente 95%, corresponde um $k = 2$. O resultado de uma medição é então convenientemente representado por $Y = y \pm U$ (JCGM, 2008).

Para estruturas hidráulicas que permitem determinar a vazão, as fontes de erro podem ser identificadas considerando a forma generalizada da equação da vazão (Bos, 1989)

$$Q = w C_V C_v b k_F \sqrt{g} h^u \quad (4.3.9)$$

em que w e u são constantes numéricas que não estão sujeitas a erro.

A aceleração da gravidade g varia com o local. No entanto, a sua variação é suficientemente pequena para ser negligenciada na determinação do caudal. Deste modo, restam considerar os seguintes erros:

δC - Erro no produto $C_V C_v$. É considerado constante e sistemático. De acordo com Bos (1989), esta classificação não está completamente correta porque C_V e C_v são funções de h_1 . No entanto, a variação dos seus erros é suficientemente pequena para poder ser negligenciada;

δk_F - Erro no fator de redução da vazão. Quando o escoamento ocorre com ressalto livre, o fator de redução k_F é constante ($k_F = 1,0$) e não está sujeito a erro, ou seja $\delta k_F = 0$. Quando o escoamento se verifica com o ressalto submerso, o erro δk_F consiste numa componente sistemática (que resulta do erro numérico de δk_F) e de outra aleatória devido ao fato de k_F ser em função do grau de submersão $\eta = h_3/h_1$;

δb - Erro na medição da largura da estrutura. O erro δb depende da precisão com que a estrutura pode ser determinada, tratando-se de um erro sistemático. Este erro, na prática, pode ser considerado de pequena importância comparativamente com outros erros;

δh - Erro na altura h_1 e/ou $\Delta h = h_1 - h_3$. Deve ser separado, considerado o erro aleatório δh_A e o erro sistemático δh_S . Para estes erros, podem contribuir vários outros (fricção interna, inércia do mecanismo, erros do instrumento, zero da escala e erros de leitura).

A medição da altura de água é fundamental na determinação do escoamento sobre uma soleira ou sob uma comporta. No caso das soleiras, embora normalmente seja dada muita atenção à incerteza do C_V , a incerteza relativa à medição da altura de água também se revela de grande importância. Esta importância ganha maior expressão na avaliação de pequenos caudais, quando a altura de água é pequena, pois a incerteza nestas condições pode ser significativa (Herschy, 2009). O escoamento sob comportas na situação de ressalto submerso também apresenta uma grande variação da incerteza, principalmente para grandes graus de submersão, ou seja, pequenas diferenças de alturas

de água entre montante e jusante da comporta.

Seguidamente, apresenta-se a determinação da incerteza expandida para as diversas estruturas hidráulicas utilizadas neste trabalho.

4.3.1 Canal laboratorial de declive variável

Determinaram-se os valores da incerteza expandida relativos ao descarregador triangular, à comporta vertical plana e à soleira descarregadora WES instalados no canal laboratorial, que a seguir se apresentam. Os valores foram determinados para um grau de confiança de 95%.

Descarregador triangular

Para determinar a incerteza do descarregador triangular, foram considerados os erros de estimativa relativos à determinação do ângulo do descarregador, altura da soleira, determinação do zero da escala, leitura do hidrómetro (para medir a altura de água) e a incerteza associada ao C_V . Para o último erro, optou-se pelo valor mais desfavorável disponível em Bos (1989) para este tipo de estrutura. A medição do ângulo foi estimada situar-se entre $89,5^\circ$ e $90,5^\circ$, sendo o valor da incerteza padrão $u(\tan(\alpha/2))$ obtido por $(\tan(90,5/2) - \tan(89,5/2))/2 = 0,00873$. Para a determinação da incerteza padrão da altura de água, foram considerados: os erros na estimativa da altura da soleira e do zero da escala, no valor de 1,0 mm (que corresponde à menor divisão da régua utilizada na medição); o erro na leitura do hidrómetro de 0,1 mm (que corresponde à menor divisão da escala do hidrómetro). Na Tabela 4.3.1, apresenta-se o valor de U calculado para $h = 0,09$ m e na Figura 4.3.1 os resultados de U para $0,02$ m $< h < 0,20$ m.

Tabela 4.3.1 – Determinação da incerteza: descarregador triangular instalado no canal laboratorial (valores calculados para $h = 0,09$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	2,00%	1,0	B/Norm	2,00	1,00%	0,0001000	(Bos, 1989)
$u(\tan(\alpha/2))$	0,00873	0,87%	1,0	B/Norm	2,45	0,36%	0,0000127	Ângulo
$u(P)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Alt. Soleira
$u(Z_e)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Zero Escala
$u(h)$	0,00005	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Hidrómetro
$u(h_1)$	0,00041	0,45%	2,5	comb	–	1,14%	0,0001292	
$u_c(Q)$							1,56%	
U							3,11%	$k = 2$

Como se pode verificar na Figura 4.3.1, para a amplitude de funcionamento do descarregador (lâmina de água acima do vértice da soleira $0,09$ m $< h_1 < 0,15$ m), as incertezas expandidas exetáveis para a determinação da vazão estão compreendidas entre 2,5% e 3,0% (linha contínua). Por outro lado, para valores da altura de água inferiores a 0,09 m, a incerteza aumenta significativamente.

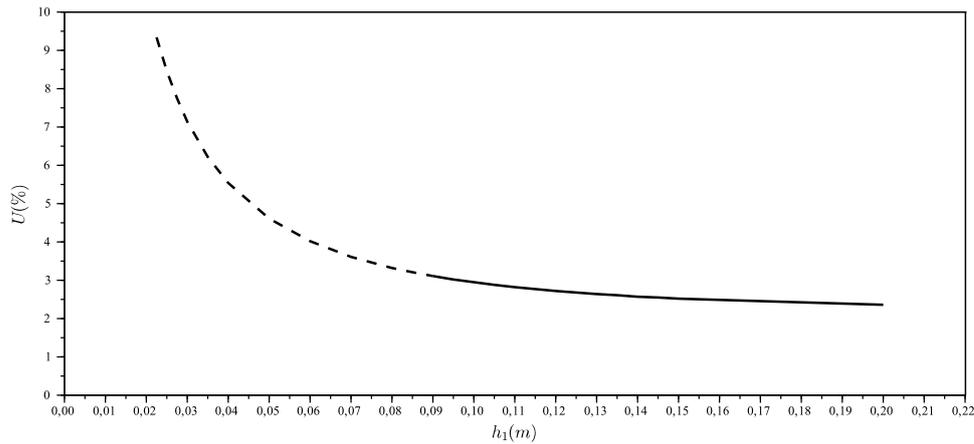


Figura 4.3.1 – Incerteza expandida estimada para o descarregador triangular instalado no canal laboratorial

Comporta plana vertical

A incerteza expandida estimada para a comporta plana vertical utilizada no canal laboratorial foi determinada para a vazão nas situações de escoamento livre e submerso. Foram considerados os erros de estimativa relativos à largura, altura de abertura, zero da escala, leitura do hidrómetro e a incerteza correspondente ao C_V . Para a largura, zero da escala e altura de abertura, o erro na estimativa considerado foi de 1,0 mm. O erro estimado na leitura do hidrómetro foi de 0,1 mm para as alturas de montante e de 1,0 mm para as alturas de jusante (devido à pequena agitação superficial existente a jusante). Para as incertezas do C_V , foram utilizados os valores disponíveis em Bos (1989) relativos ao escoamento livre e ao submerso. No caso do ressalto livre, a determinação do U para $h_1 = 0,25$ m apresenta-se na Tabela 4.3.2 e para ressalto submerso, na Tabela 4.3.3 considerando $\Delta h = 0,05$ m. O cálculo de U para uma maior gama de valores de h_1 e de Δh podem ser observados na Figura 4.3.2.

Tabela 4.3.2 – Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal laboratorial na situação de ressalto livre (valores calculados para $h_1 = 0,25$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	2,00%	1,0	B/Norm	2,00	1,00%	0,0001000	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Larg. Comporta
$u(a)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Abert. Comporta
$u(Z_e)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Zero Escala
$u(h)$	0,00005	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Hidrómetro
$u(h_1)$	0,00029	0,12%	0,5	comb	–	0,06%	0,0000003	
$u_c(Q)$							1,01%	
U							2,02%	$k = 2$

A partir da Figura 4.3.2, pode verificar-se que, para escoamento livre, a incerteza expandida estimada é praticamente constante (da ordem dos 2%) no domínio de funcionamento da comporta, condicionado pela incerteza na determinação do C_V .

Tabela 4.3.3 – Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal laboratorial na situação de ressalto submerso (valores calculados para $\Delta h = 0,05$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	3,00%	1,0	B/Norm	2,00	1,50%	0,0002250	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Larg. Comporta
$u(a)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Abert. Comporta
$u(h_1)$	0,00005	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Hidrómetro
$u(h_3)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Hidrómetro
$u(\Delta h)$	0,00041	0,82%	0,5	comb	–	0,14%	0,0000168	
$u_c(Q)$							>1,56% *	
U							>3,12% *	$k = 2$

*) Estes valores serão superiores aos apresentados porque o erro sistemático de k_F é desconhecido e, por isso, não foi incluído no cálculo.

Para escoamento submerso, a incerteza expandida estimada também é dominada pela incerteza do C_V mas, para pequenos diferenciais de alturas (grandes graus de submersão), a incerteza aumenta muito e tanto mais quanto menor for esse diferencial.

No caso do escoamento submerso, não foi considerado k_F por ser desconhecido. Por isso, os valores da incerteza serão superiores aos determinados.

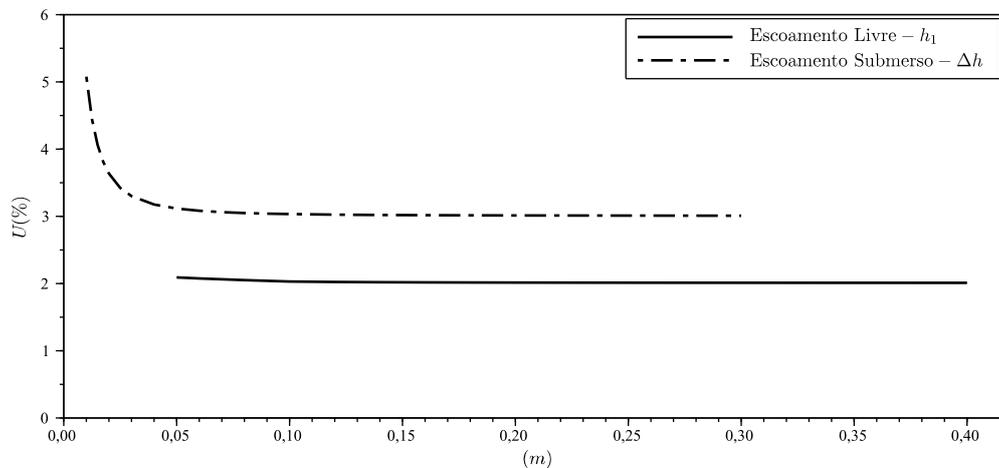


Figura 4.3.2 – Incerteza expandida estimada para a comporta plana vertical instalada no canal laboratorial

Soleira do tipo WES

No caso da soleira do tipo WES instalada no canal laboratorial, a incerteza foi determinada considerando os erros estimados relativos à largura, altura e zero da escala, com o valor de 1,0 mm, respetivamente. O erro de leitura do hidrómetro considerada foi de 0,1 mm e a incerteza do C_V definida de acordo com Bos (1989). O cálculo da incerteza expandida para $h_1 = 0,075$ m apresenta-se na Tabela 4.3.4 e para um conjunto de valores de h_1 mais vasto apresenta-se na Figura 4.3.3.

Tabela 4.3.4 – Determinação da incerteza: soleira do tipo WES instalada no canal laboratorial (valores calculados para $h_1 = 0,075$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	5,00%	1,0	B/Norm	2,00	2,50%	0,0006250	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,000009	Larg. Soleira
$u(P)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Alt. Soleira
$u(Z_e)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Zero Escala
$u(h)$	0,00005	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Hidrómetro
$u(h_1)$	0,00041	0,55%	1,5	comb	–	0,82%	0,0000670	
$u_c(Q)$							2,63%	
U							5,26%	$k = 2$

O valor da incerteza expandida é apresentado na Figura 4.3.3. Para esta estrutura hidráulica, está compreendida entre 5,0% e 6,5% para alturas acima da soleira superiores a 0,03 m (linha contínua). Para valores inferiores de h_1 , a incerteza aumenta rapidamente. Globalmente, o seu valor encontra-se fortemente condicionado pela incerteza associada ao C_V .

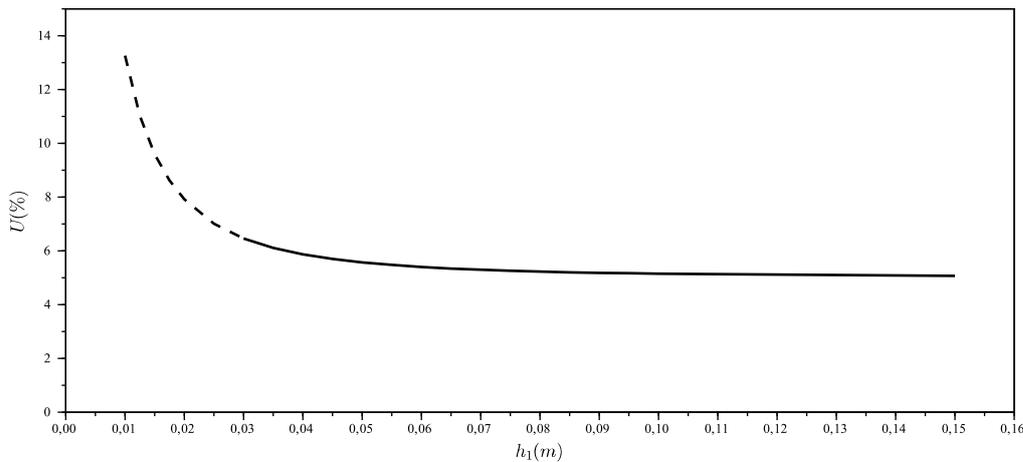


Figura 4.3.3 – Incerteza expandida estimada para a soleira do tipo WES instalada no canal laboratorial

4.3.2 Canal experimental automático

Seguidamente, apresentam-se as incertezas expandidas determinadas para as estruturas utilizadas no canal experimental. Para a comporta plana vertical e a soleira descarregadora do tipo WES, os valores foram também determinados para um grau de confiança de 95%.

Comporta plana vertical

Para a determinação da incerteza associada à comporta plana vertical do canal experimental, foram analisados os dois regimes de escoamento (livre e submerso). Os erros da estimativa considerados correspondem à largura da comporta, à altura de abertura e ao zero da escala, com o valor de 1,0 mm, respetivamente. Para os sensores de nível, o valor considerado foi de 3,0 mm, tendo sido tomado em conta a especificação do fabricante. O valor da incerteza para C_V foi o considerado por Bos (1989). A determinação da incerteza, para ressalto livre com $h_1 = 0,55$ m apresenta-se na Tabela 4.3.5 e para ressalto submerso com $\Delta h = 0,05$ m na Tabela 4.3.6. Na Figura 4.3.4, apresenta-se uma gama mais alargada de valores de h_1 e de Δh .

Tabela 4.3.5 – Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal experimental na situação de ressalto livre (valores calculados para $h_1 = 0,55$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	2,00%	1,0	B/Norm	2,00	1,00%	0,0001000	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Larg. Comporta
$u(a)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Abert. Comporta
$u(Z_e)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Zero Escala
$u(h)$	0,00300	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Sensor de Nível
$u(h_1)$	0,00176	0,32%	0,5	comb	–	0,16%	0,0000025	
$u_c(Q)$							1,02%	
U							2,04%	$k = 2$

A incerteza expandida relativa à comporta plana vertical do canal experimental apresenta maior variabilidade que a do canal laboratorial. Este efeito deve-se ao maior erro associado à determinação das alturas de água (sensores de nível).

Tabela 4.3.6 – Determinação da incerteza: comporta plana vertical instalada no canal experimental na situação de ressalto submerso (valores calculados para $\Delta h = 0,05$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	3,00%	1,0	B/Norm	2,00	1,50%	0,0002250	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Larg. Soleira
$u(a)$	0,00050	0,17%	1,0	B/Norm	1,73	0,10%	0,0000009	Abert. Comporta
$u(P)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Alt. Soleira
$u(h_1)$	0,00300	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Sensor de Nível
$u(h_2)$	0,00300	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Sensor de Nível
$u(\Delta h)$	0,00247	4,93%	0,5	comb	–	2,47%	0,0006083	
$u_c(Q)$							>2,89% *	
U							>5,78% *	$k = 2$

*)Estes valores serão superiores aos apresentados porque o erro sistemático de k_F é desconhecido e, por isso, não foi incluído no cálculo.

A incerteza expandida para o escoamento livre tem um valor aproximadamente constante de 2% para $h_1 > 0,35$ m e tende a aumentar ligeiramente para $h_1 < 0,35$ m (Figura 4.3.4).

No caso do escoamento submerso, para $\Delta h > 0,35$ m tem um valor de cerca de 3%. Para valores de $\Delta h < 0,35$ m, a incerteza expandida tende a aumentar, principalmente quando as diferenças de alturas de água entre a secção de montante e a de jusante são pequenas, deixando de ser dominado pela incerteza padrão do C_V (Figura 4.3.4).

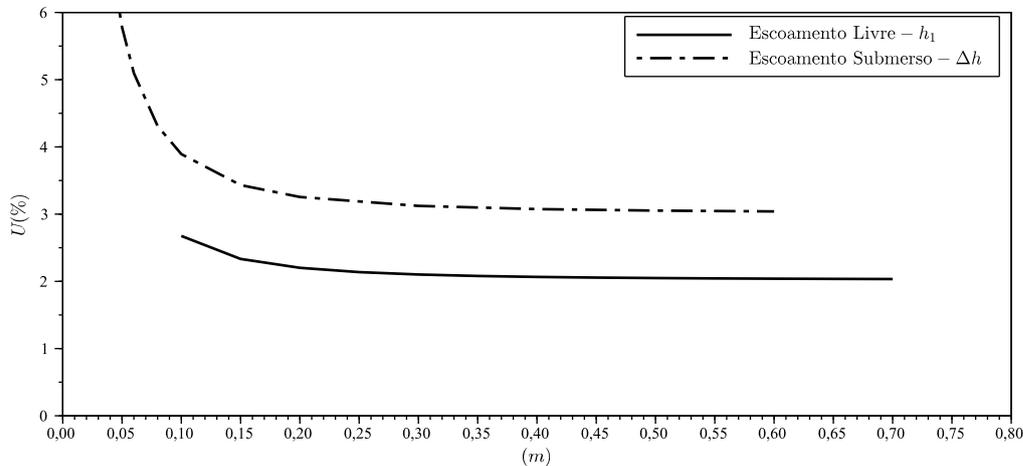


Figura 4.3.4 – Incerteza expandida estimada para a comporta plana vertical instalada no canal experimental

Soleira do tipo WES

No caso da soleira do tipo WES instalada no canal experimental, os erros estimados referem-se à largura, altura de água e escala do zero com o valor de 1,0 mm e o erro do sensor ultrasónico (para medir os níveis de água) com o valor de 2,0 mm, de acordo com o fabricante. Para a incerteza padrão do C_V foi considerado o valor proposto por Bos (1989). Na Tabela 4.3.7, apresenta-se U calculado para $h_1 = 0,10$ m e na Figura 4.3.5, para $0,02$ m $< h_1 < 0,30$ m.

Tabela 4.3.7 – Determinação da incerteza: soleira do tipo WES instalada no canal experimental (valores calculados para $h_1 = 0,10$ m)

	x_i	$u(x_i)$	c_i	Tipo/Dist.	k_i	$u_i(y)$	$u_i^2(y)$	Obs
$u(C)$	–	5,00%	1,0	B/Norm	2,00	2,50%	0,0006250	(Bos, 1989)
$u(b)$	0,00050	0,13%	1,0	B/Norm	1,73	0,07%	0,0000005	Larg. Soleira
$u(P)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Alt. Soleira
$u(Z_e)$	0,00050	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Zero Escala
$u(h)$	0,00100	–	–	B/Norm	1,73	–	–	Sensor ultrasónico
$u(h_1)$	0,00071	0,71%	1,5	comb	–	1,06%	0,0001125	
$u_c(Q)$							2,72%	
U							5,43%	$k = 2$

Para a amplitude de alturas de água utilizadas, superiores a 0,04 m, a incerteza expandida encontra-se entre 5% e 7%, como se pode verificar na Figura 4.3.5, linha contínua. Para valores inferiores, a incerteza na determinação da vazão aumenta significativamente.

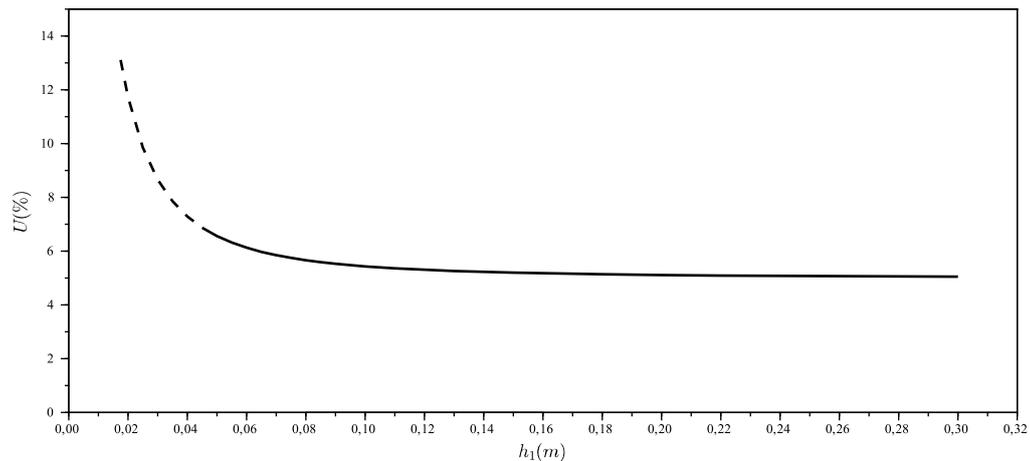


Figura 4.3.5 – Incerteza expandida estimada para a soleira do tipo WES instalada no canal experimental

4.4 Comporta plana vertical

Nesta secção, são apresentados os resultados obtidos na determinação da vazão sob comportas planas verticais nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso. São analisadas as comportas do canal laboratorial de declive variável, do canal experimental automático, do Vale do Sorraia e do Vale do Sado.

Na Tabela 4.4.1, faz-se a apresentação dos valores máximos e mínimos obtidos para o R_e e o F_r , dados, respetivamente, pela Eq. 2.1.1 e pela Eq. 2.1.2. Foram calculados considerando as secções a montante das comportas.

Embora a aplicação prática do Ábaco de Henry não seja de fácil utilização (Bos, 1989; Clemmens *et al.*, 2003; Subramanya, 2009), os resultados foram sobrepostos ao referido ábaco, por este se tratar de uma referência na determinação da vazão em comportas. Foram determinados os valores de h_1/a e de C_V para o escoamento livre e de h_1/a , h_3/a e C_V para o escoamento submerso. Os valores de C_V foram determinados a partir da Eq. 2.2.11. Os resultados encontram-se representados nas Figuras 4.4.1, 4.4.2, 4.4.3 e 4.4.4, respetivamente, para as comportas do canal laboratorial, do Vale do Sorraia, do canal experimental e do Vale do Sado.

Para além da representação dos resultados sobre o Ábaco de Henry, para cada um dos tipos de escoamento foram utilizados os outros métodos apresentados na secção 2.2. A generalidade dos métodos é denominada com o nome do autor que inicialmente apresentaram o método. A exceção a esta regra aplica-se ao método denominado de $C_c = 0,611$. Este método tem por base a análise teórica e os princípios da conservação da energia e da quantidade de movimento total. Esta denominação já tinha sido utilizada

Tabela 4.4.1 – Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos para as comportas planas verticais

	$R_e \times 10^4$		F_r	
	Min.	Max.	Min.	Max.
Canal laboratorial				
Esc. Livre	1,3	8,6	0,06	0,56
Esc. Submerso	1,1	3,1	0,03	0,27
Canal experimental				
Esc. Livre	3,3	10,6	0,06	0,49
Esc. Submerso	2,3	12,5	0,02	0,35
Canal do Vale do Sorraia (Escoamento livre)				
Estação Montalvo - EM1	49,9	64,5	0,44	0,57
Estação Foz - EF1	71,0	77,6	0,47	0,53
Estação Foz - EF2	38,8	54,9	0,27	0,46
Canal do Vale do Sado (Escoamento submerso)				
Nó das Romeiras - PA2 CGPM	52,3	63,5	0,06	0,07
Distri. V. Matança - PA3	11,4	13,3	0,06	0,07
Distri. do Matinho - C3	11,8	13,0	0,04	0,04

anteriormente por Sepúlveda (2007) e será adotada no presente trabalho. Recebe esta denominação devido à utilização do valor constante de 0,611 para o C_c .

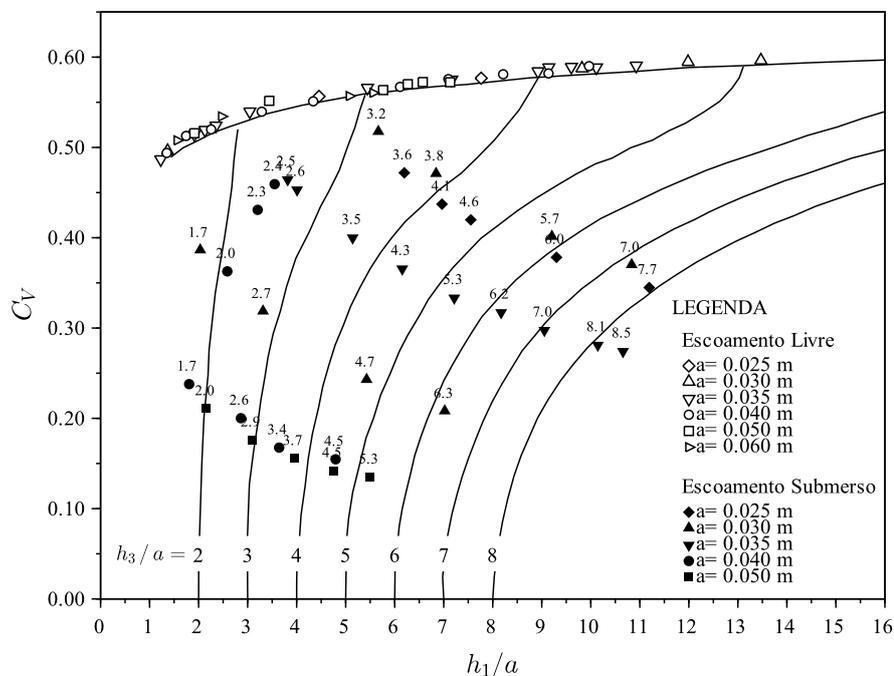


Figura 4.4.1 – Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso na comporta do canal laboratorial

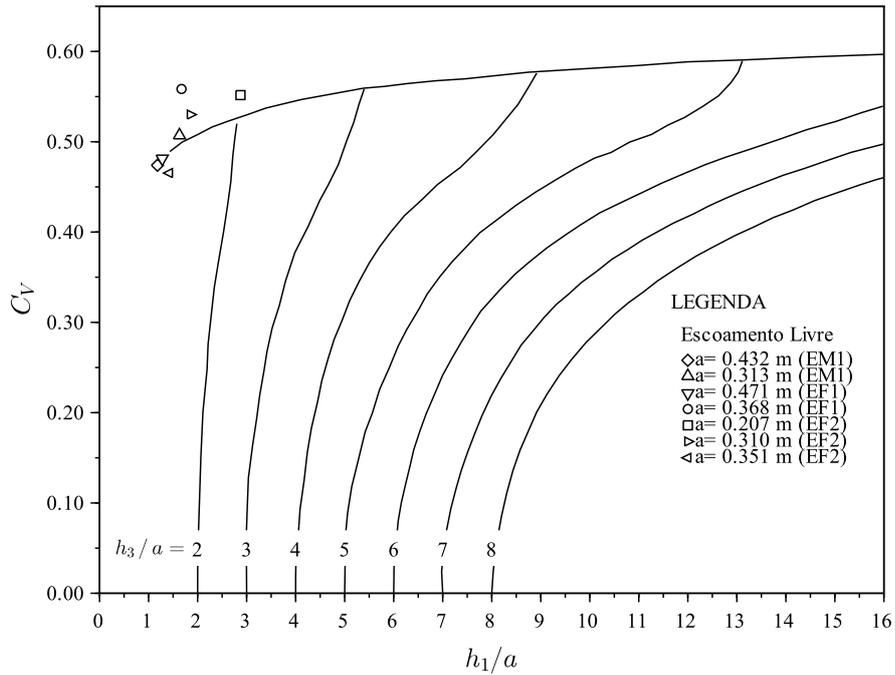


Figura 4.4.2 – Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para a situação de escoamento com ressalto livre nas comportas do Vale do Sorraia (Estação Montalvo EM1, Estação Foz EF1, Estação Foz EF2)

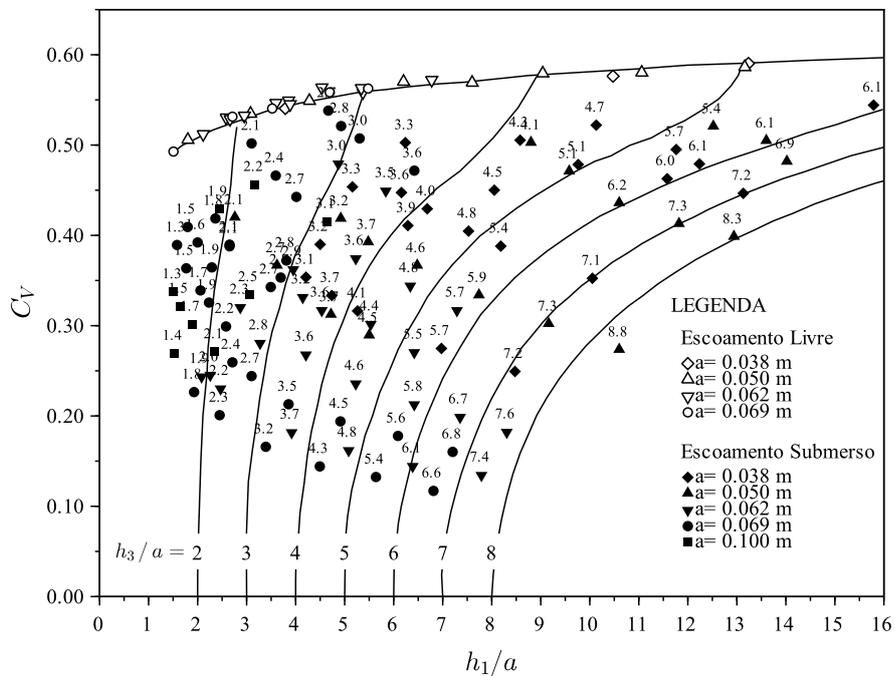


Figura 4.4.3 – Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso na comporta do canal experimental

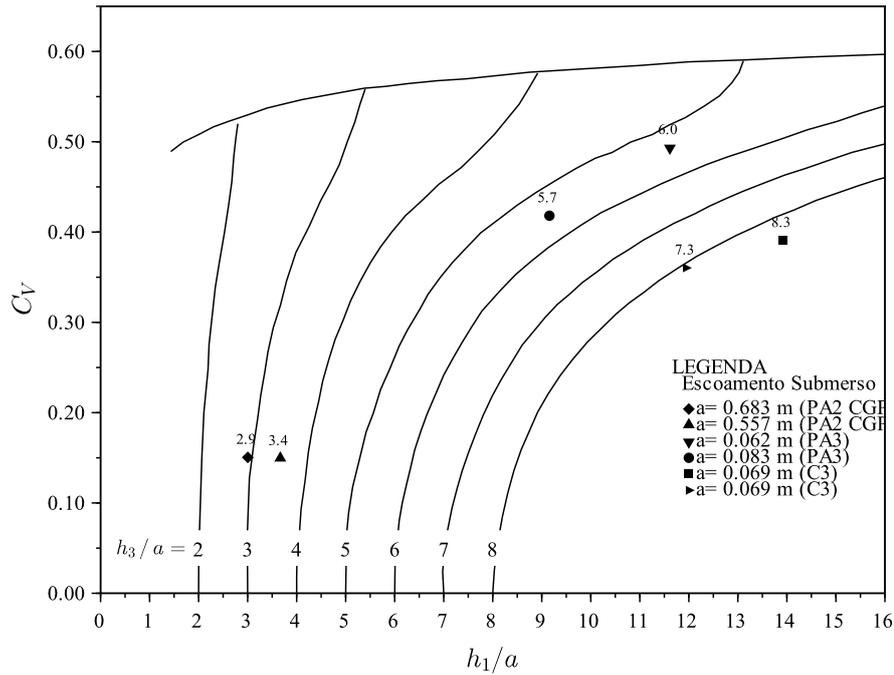


Figura 4.4.4 – Representação sobre o Ábaco de Henry dos resultados para a situação de escoamento com ressalto submerso nas comportas do canal do Vale do Sado (comportas PA2-CGPM, PA3, C3)

Os resultados que a seguir se apresentam resultam dos cálculos efetuados para cada método, expressos pelos indicadores de desempenho e pelos erros relativos obtidos na determinação da vazão. Os métodos utilizados são: Rajaratnam e Subramany, Swamee, $C_c = 0,611$, Habibzadeh, Clemmens, SIC, HEC-RAS e Ferro. Também são descritos os procedimentos específicos que possibilitam a implementação de cada um dos métodos. Os resultados obtidos para cada uma das comportas estudadas foram agrupados de acordo com o tipo de escoamento - com ressalto livre ou submerso.

4.4.1 Escoamento livre

Seguidamente, passam-se a apresentar os resultados obtidos para a vazão na situação de escoamento livre e que são organizados segundo o método de cálculo, relativamente para as comportas: do canal laboratorial de declive variável; do canal experimental automático; do Vale do Sorraia, nomeadamente a comporta 1 da Estação Montalvo e as comportas 1 e 2 da Estação da Foz.

Método Henry

O método proposto por Henry (1950) usa a Eq. 2.2.11 para determinar a vazão sob comportas com ressalto livre, em que o C_V pode ser obtido graficamente através da Figura 2.2.5 ou analiticamente pela Eq. 2.2.17. Optou-se pela via analítica e considerou-se o C_c proposto por Henry (1950), com o valor de 0,60.

Os resultados obtidos são apresentados através dos indicadores de desempenho e encontram-se sintetizados na Tabela 4.4.2. A representação gráfica dos erros relativos associados a cada comporta faz-se nas Figuras 4.4.5, 4.4.6 e 4.4.7.

Tabela 4.4.2 – Método Henry: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a^{**} (1/s)	b^{**} (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,021	1,002	0,999	0,997	0,051	0,142	0,176	0,522	1,094
Canal. Exp.	0,668	0,992	0,999	0,992	0,436	0,451	0,500	1,635	1,685
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	8,536	8,536	9,614	2,170	2,170
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-11,24	25,07	27,49	-2,558	5,277
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	16,47	31,67	42,85	1,819	3,622

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena. **) a e b , quando utilizados nas tabelas dos indicadores de desempenho, representam os coeficientes da reta de regressão.

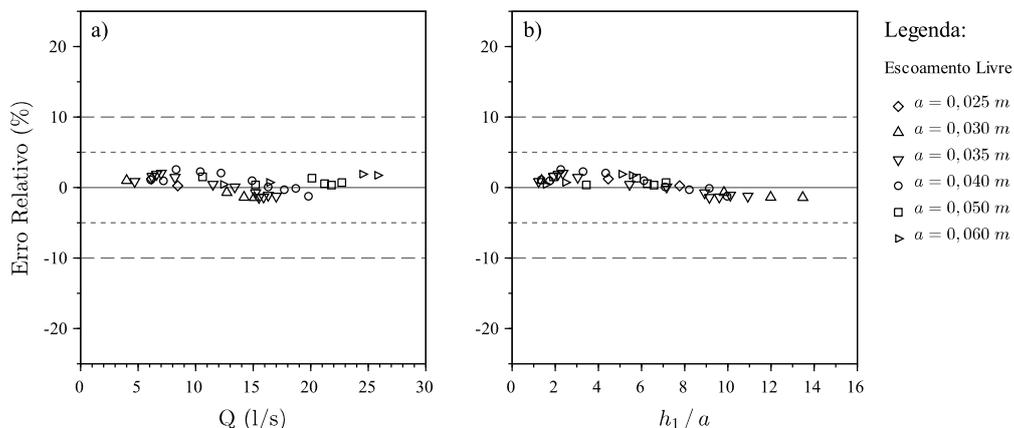


Figura 4.4.5 – Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

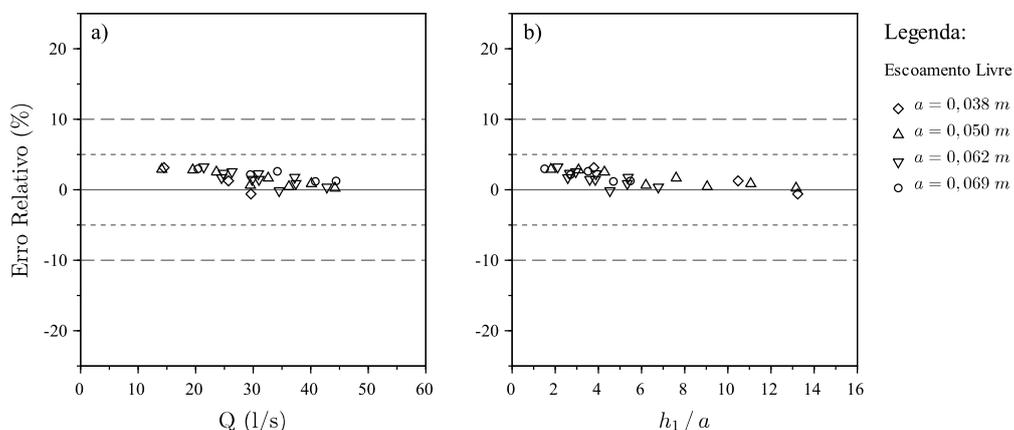


Figura 4.4.6 – Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

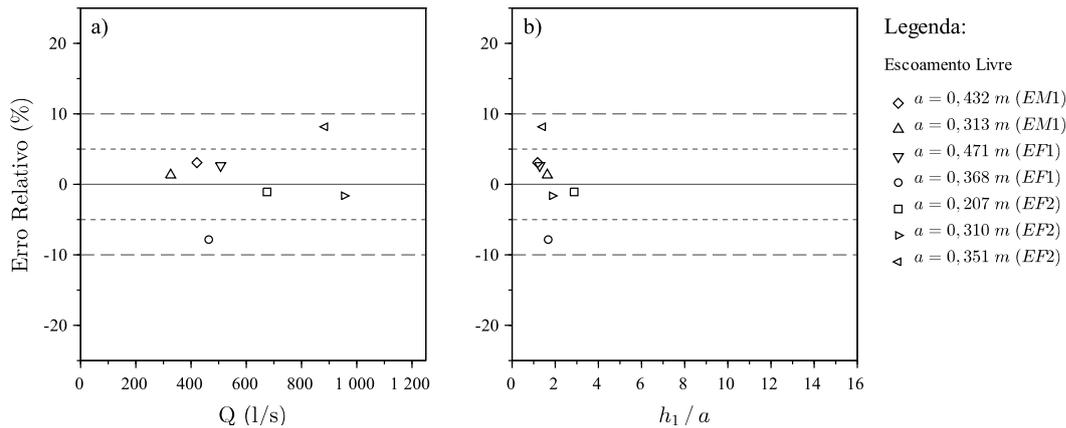


Figura 4.4.7 – Método Henry: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método Rajaratnam e Subramanya

O método de Rajaratnam e Subramanya (1967a) usa a Eq. 2.2.25 para calcular a vazão. Esta equação é comum ao escoamento livre e ao submerso. Por isso, o C_V também é único para os dois regimes.

Considerando a curva experimental obtida pelos autores (Figura 2.2.7). A partir da digitalização da curva experimental, foi ajustado o polinómio do 3º grau dado pela Eq. 4.4.1. O C_c considerado nos cálculos realizados também foi o sugerido pelos autores, com o valor de 0,61.

$$C_V = 0,61 - 0,121 (a/h_1) + 0,327 (a/h_1)^2 - 0,064 (a/h_1)^3 \quad (4.4.1)$$

Os indicadores de desempenho relativos a este método estão sintetizados na Tabela 4.4.3 e a representação gráfica dos erros correspondentes a cada comporta faz-se nas Figuras 4.4.8, 4.4.9 e 4.4.10.

Tabela 4.4.3 – Método Rajaratnam e Subramanya: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,002	0,997	0,999	0,997	-0,038	0,094	0,118	-0,170	0,666
Canal. Exp.	0,393	0,992	0,999	0,992	0,153	0,207	0,253	0,636	0,794
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	7,562	7,562	9,461	1,861	1,861
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-12,814	26,792	29,699	-2,889	5,646
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	8,739	37,941	44,307	0,844	4,431

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

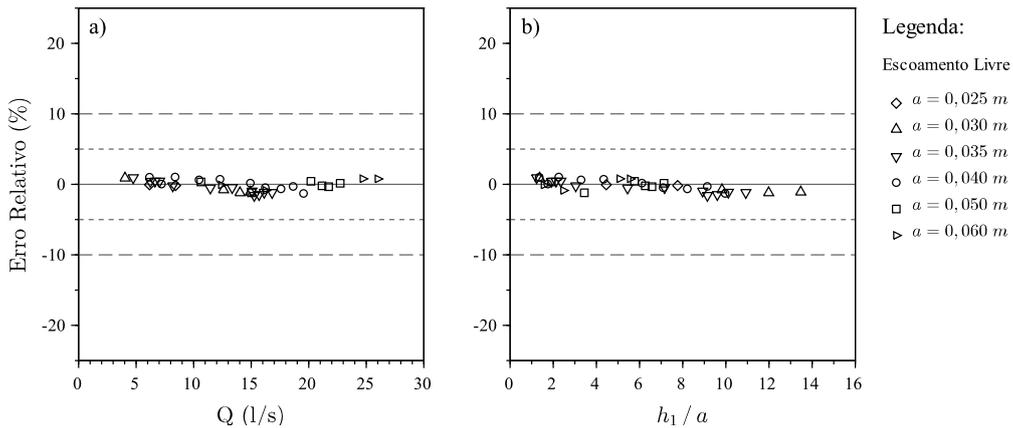


Figura 4.4.8 – Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

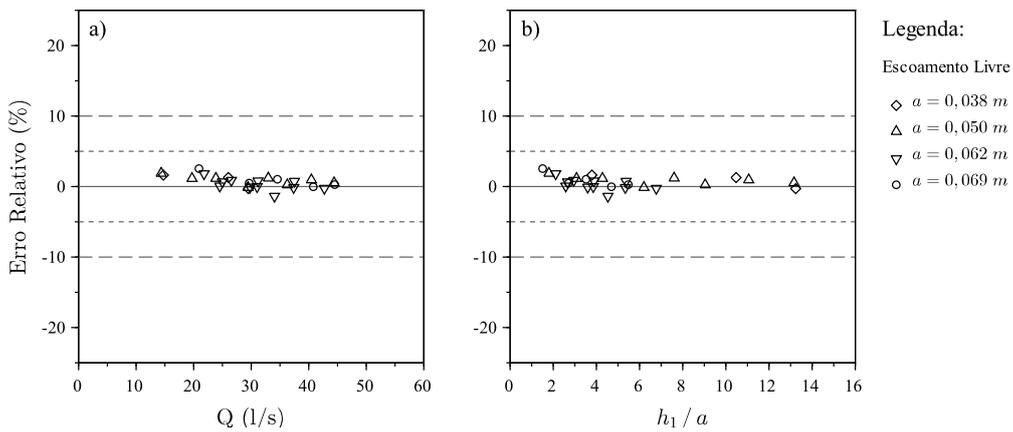


Figura 4.4.9 – Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

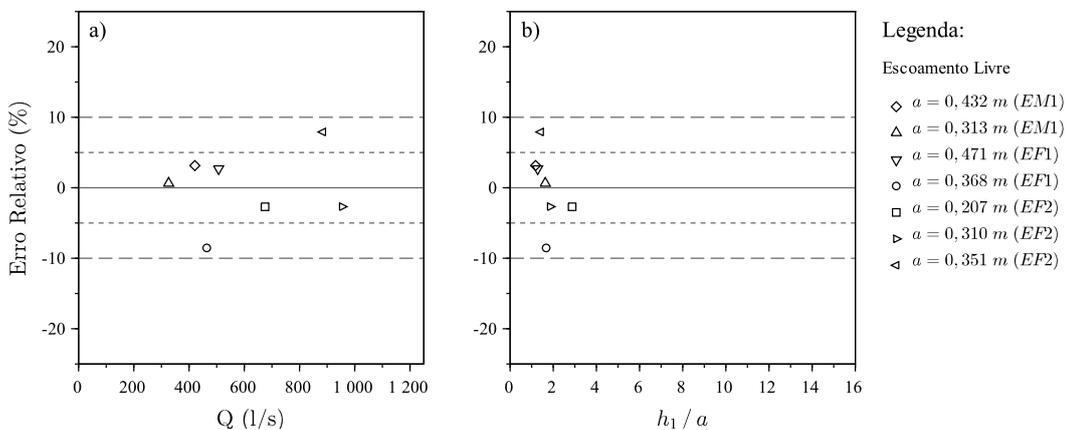


Figura 4.4.10 – Método Rajaratnam e Subramanya: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método Swamee

O método proposto por Swamee (1992) para determinação da vazão em condições de escoamento com ressalto livre corresponde à Eq. 2.2.20. Esta equação já inclui o C_V e a sua aplicação só necessita das alturas de água e das altura de abertura e largura da comporta. Os resultados obtidos podem ser observados através dos indicadores de desempenho apresentados na Tabela 4.4.4 e através da representação gráfica dos erros nas Figuras 4.4.11, 4.4.12 e 4.4.13.

Tabela 4.4.4 – Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,152	0,977	0,999	0,977	-0,462	0,462	0,490	-3,617	3,617
Canal. Exp.	0,021	0,974	0,999	0,973	-0,767	0,767	0,824	-2,511	2,511
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	-21,859	21,859	22,803	-5,724	5,724
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-44,279	44,279	47,385	-9,292	9,292
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	-32,775	38,204	45,145	-3,983	4,596

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

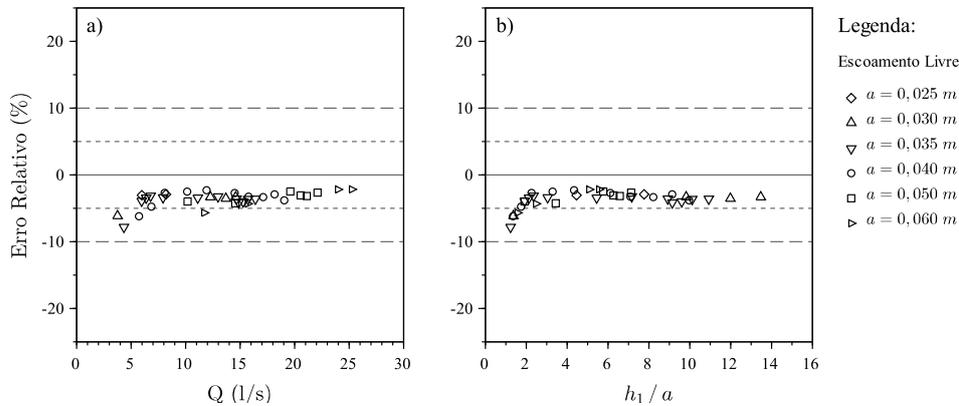


Figura 4.4.11 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

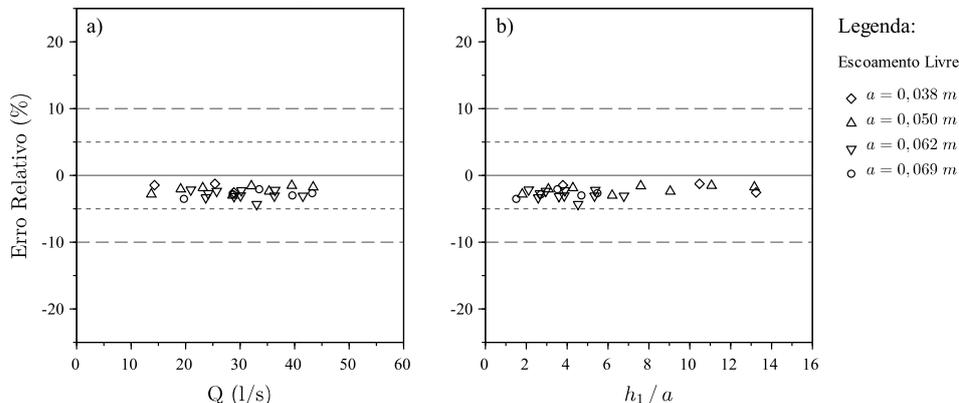


Figura 4.4.12 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

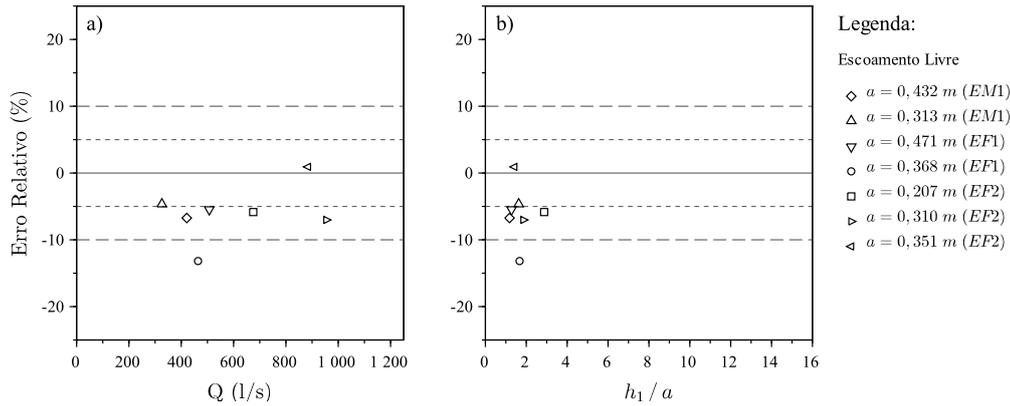


Figura 4.4.13 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método $C_c = 0,611$

Para aplicar esta metodologia, foi utilizada a Eq. 2.2.11, sendo necessário conhecer a altura h_1 a montante da comporta, a largura da comporta e ter em conta o valor de C_V dado pela Eq. 2.2.12. Na determinação do C_V , foi considerado o valor constante do $C_c = 0,611$.

Os resultados obtidos podem ser observados com base nos indicadores de desempenho que constam da Tabela 4.4.5 e através da representação gráfica dos erros relativos que se apresenta nas Figuras 4.4.14, 4.4.15 e 4.4.16.

Tabela 4.4.5 – Método 0,611: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,021	1,002	0,999	0,997	0,051	0,142	0,176	0,522	1,094
Canal. Exp.	0,668	0,992	0,999	0,992	0,436	0,451	0,500	1,635	1,685
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	8,536	8,536	9,614	2,170	2,170
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-11,284	25,069	27,491	-2,558	5,277
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	16,473	31,674	42,856	1,819	3,622

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

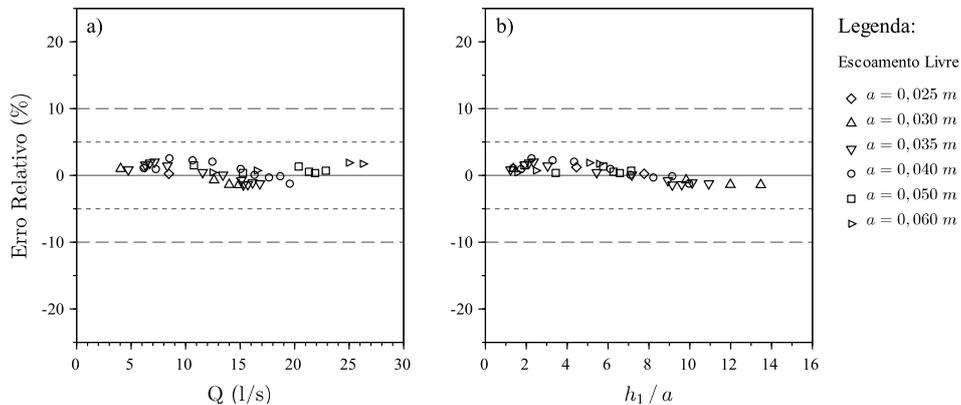


Figura 4.4.14 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

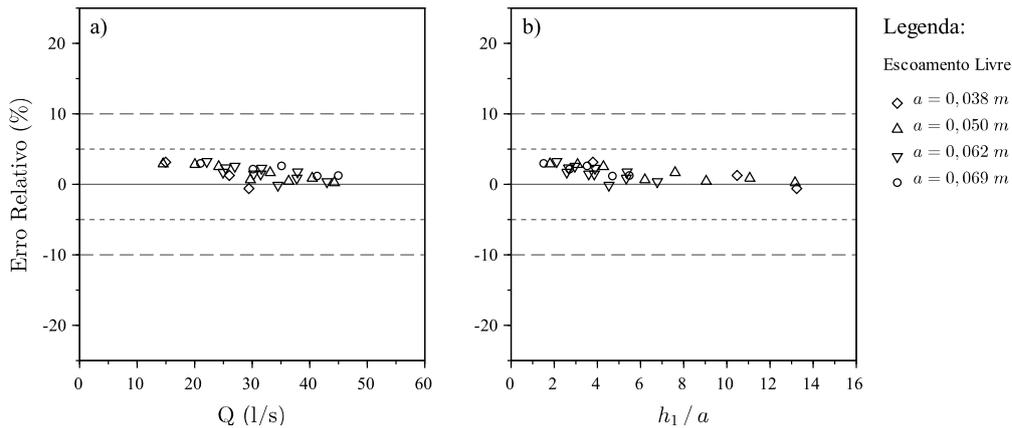


Figura 4.4.15 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

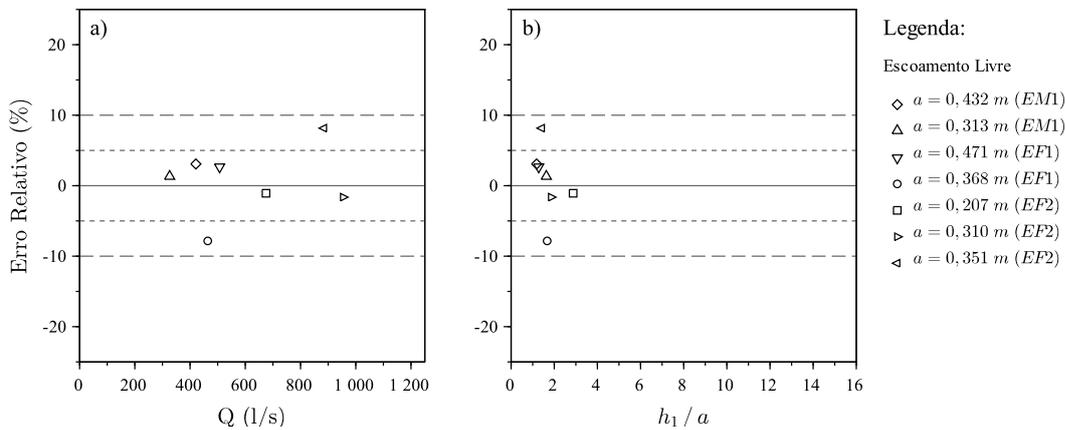


Figura 4.4.16 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método Habibzadeh

O método de Habibzadeh *et al.* (2011) usa a Eq. 2.2.11 para a determinação da vazão. O método necessita de um C_V para o escoamento livre dado pela Eq. 2.2.39, que incorpora a perda de energia contemplada pelo método. O coeficiente de perda de energia para escoamento livre utilizado foi de $k = 0,062$ e o C_c foi considerado constante para escoamento livre e submerso e com o valor de 0,611. Os valores do C_c e de k utilizados para aplicação deste método foram os valores propostos pelos autores.

Os resultados dos indicadores de desempenho obtidos estão resumidos na Tabela 4.4.6 e nas Figuras 4.4.17, 4.4.18 e 4.4.19.

Tabela 4.4.6 – Método Habibzadeh: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,018	0,990	0,999	0,989	-0,159	0,179	0,232	-1,091	1,250
Canal. Exp.	0,558	0,981	0,999	0,980	-0,033	0,225	0,275	0,057	0,769
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	-0,569	2,023	2,101	-0,225	0,570
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-21,925	22,984	31,764	-4,735	4,944
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	-0,171	34,105	36,645	-0,141	3,975

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

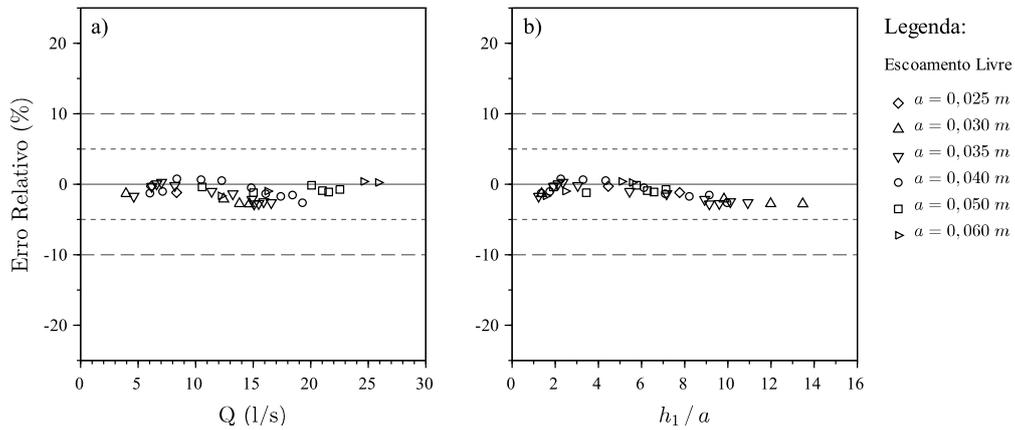


Figura 4.4.17 – Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

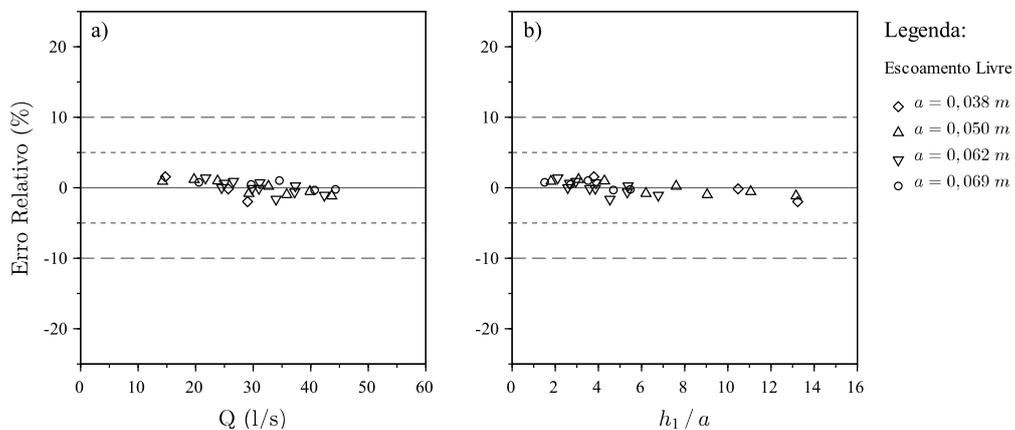


Figura 4.4.18 – Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

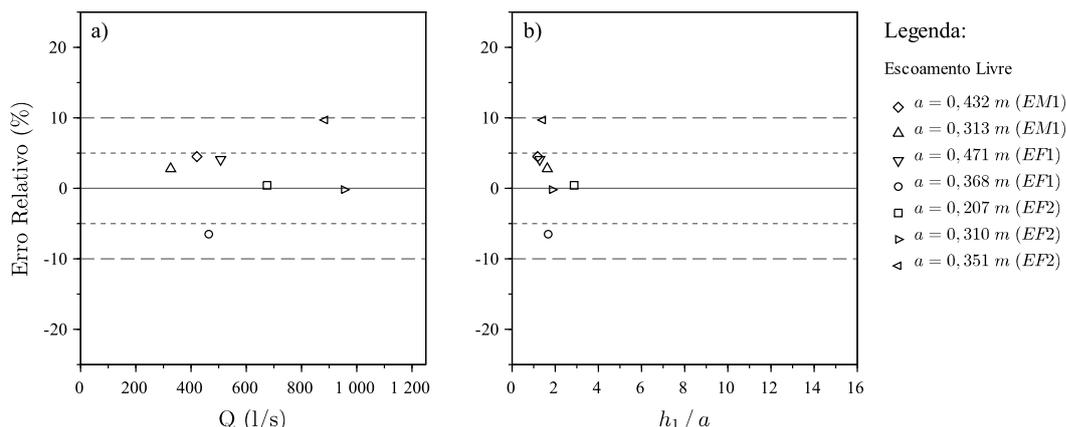


Figura 4.4.19 – Método Habibzadeh: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método Clemmens

Sendo o método proposto por Clemmens *et al.* (2003) para comportas de segmento, foi necessário adequar o C_c às comportas planas verticais. Optou-se por calcular um polinómio do 2º grau pelo método dos mínimos quadrados.

Para a comporta do canal laboratorial, a partir dos dados experimentais, foi obtido o polinómio dado pela Eq. 4.4.2, para o qual se obteve um coeficiente de determinação de $R^2 = 0,823$.

$$C_{c_{CL}} = 0,628 - 0,045 (a/E_1) + 0,110 (a/E_1)^2 \quad (4.4.2)$$

Para a comporta do canal experimental, a partir dos dados experimentais, obteve-se o polinómio do 2º grau da Eq. 4.4.3, com um coeficiente de determinação $R^2 = 0,813$.

$$C_{c_{CE}} = 0,612 - 0,029 (a/E_1) + 0,115 (a/E_1)^2 \quad (4.4.3)$$

No caso do Vale do Sorraia e devido à falta de resultados para determinar um polinómio semelhante aos anteriores, foi utilizado o proposto por Belaud *et al.* (2012), dado pela Eq. 4.4.4.

$$C_c = 0,618 - 0,0598 (a/E_1) + 0,0261 (a/E_1)^2 + 0,0254 (a/E_1)^3 \quad (4.4.4)$$

Embora existam diversas propostas para definir C_c (Belaud *et al.*, 2009; Henderson, 1966; Montes, 1997), após terem sido analisadas, obtiveram-se melhores resultados com

os polinómios anteriormente referidos.

Para atender a que o método de Clemmens *et al.* (2003) consideram E_1 no lugar de h_1 , a largura a montante da comporta do canal experimental foi aumentada de 0,38 m, passando a ser igual à largura total (0,80 m) do trecho de montante do canal para ter em conta $U_1^2/(2g)$. Deste modo, é considerada no cálculo a velocidade de chegada devida à contração a montante da comporta (Figura 3.2.3). Este procedimento não foi necessário para o canal laboratorial, pois não existe a transição descrita para o canal experimental.

Para aplicação do método, é necessária a resolução iterativa da Eq. 2.2.31, como já tinha sido referido na secção 2.2.1. No caso do escoamento livre, o processo iterativo é necessário devido à dependência do R_e relativamente a $1 + \xi$. Começa-se por estabelecer os valores iniciais de E_1 , R_e , $1 + \xi$ e do C_c e calcula-se a Eq. 2.2.31. O processo termina quando a diferença na determinação de dois caudais consecutivos for inferior a uma tolerância inicialmente estabelecida.

Na Tabela 4.4.7, encontram-se sintetizados os indicadores de desempenho determinados e os erros obtidos, que podem ser analisados nas Figuras 4.4.20, 4.4.21 e 4.4.22.

Tabela 4.4.7 – Método Clemmens: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Canal. Lab.	-0,196	1,015	0,999	0,985	0,008	0,100	0,143	-0,163	0,688
Canal. Exp.	-0,688	1,014	0,999	0,985	-0,264	0,315	0,382	-1,065	1,205
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	-0,370	2,654	2,680	-0,193	0,735
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-33,856	33,856	35,244	-7,077	7,077
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	10,298	30,246	37,687	1,138	3,443

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

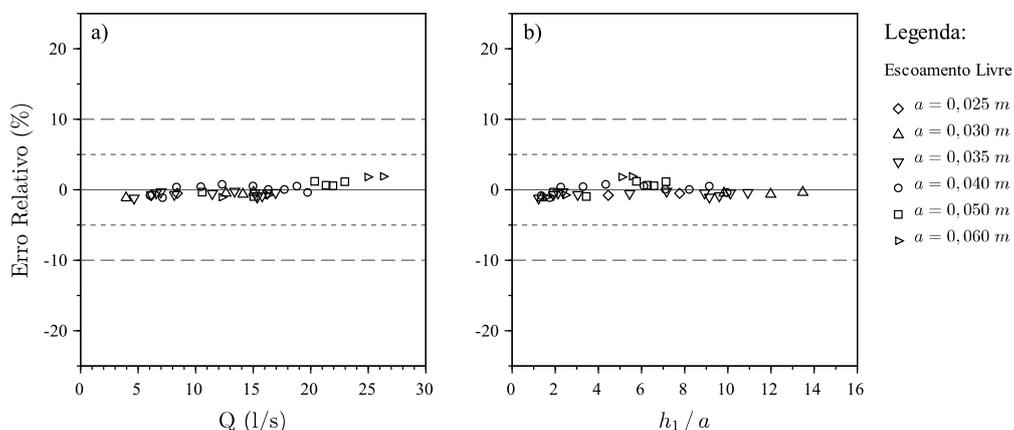


Figura 4.4.20 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

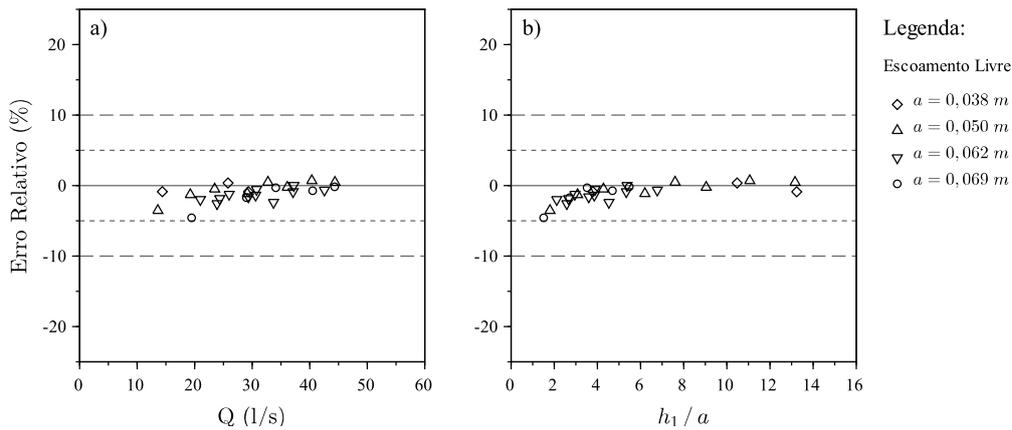


Figura 4.4.21 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

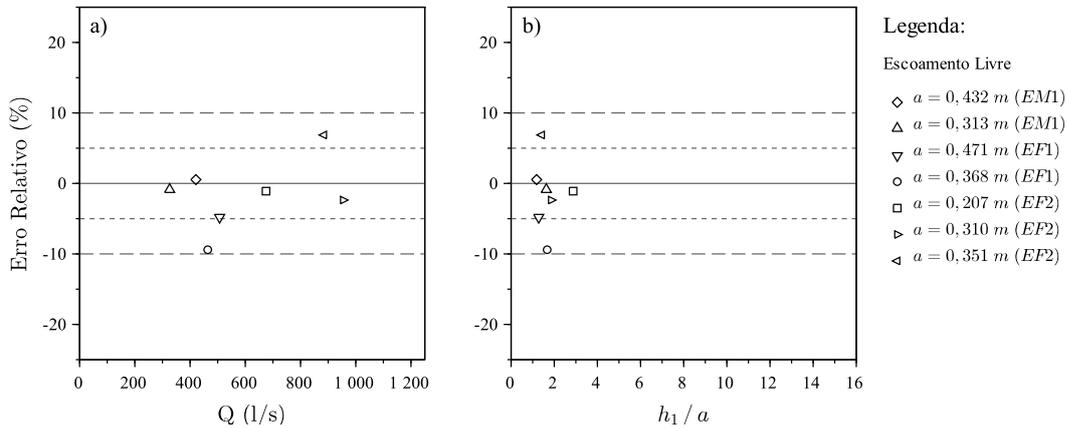


Figura 4.4.22 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Modelo SIC

O modelo SIC foi implementado de acordo com o descrito na secção 2.2.2. Foi utilizada a Eq. 2.2.47, que permite determinar a vazão para escoamento livre sob a comporta. Para obter o valor do caudal, esta equação necessita das alturas h_1 e a , da largura b da comporta, assim como de dois coeficientes de vazão C_{VF} e C_{V1} , ambos função de h_1/a e que dependem, por sua vez, do coeficiente C_V .

O coeficiente C_V foi calibrado para cada uma das comportas estudadas, usando a totalidade dos resultados experimentais correspondentes aos escoamentos livre, parcialmente submerso e totalmente submerso. Este procedimento foi aplicado às comportas do canal laboratorial e do canal experimental. As do Vale do Sorraia foram calibradas com os resultados disponíveis relativos a escoamento livre (Arranja, 2005). Foram realizadas regressões pelos Mínimos Desvios Absolutos para a calibração do C_V . A Tabela 4.4.8

apresenta os valores de C_V obtidos e os respectivos coeficientes de determinação das regressões estabelecidas.

Tabela 4.4.8 – Modelo SIC: coeficientes C_V calibrados para escoamento na comporta

		C_V	R^2
Canal laboratorial		0,589	0,978
Canal experimental		0,560	0,961
Vale do Sorraia	Estação Montalvo 1	0,688	*
	Estação da Foz 1	0,691	*
	Estação da Foz 2	0,639	*

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

Apresentam-se na Tabela 4.4.9 os indicadores de desempenho calculados e, nas Figuras 4.4.23, 4.4.24 e 4.4.25, estão representados os erros relativos obtidos.

Tabela 4.4.9 – Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(l/s)	(-)	(-)	(-)	(l/s)	(l/s)	(l/s)	(%)	(%)
Canal. Lab.	-0,528	1,005	0,998	0,994	-0,464	0,464	0,526	-4,388	4,388
Canal. Exp.	-0,915	0,956	0,997	0,953	-2,238	2,238	2,313	-7,670	7,670
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	3,962	16,043	16,525	1,633	4,503
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-3,102	8,118	8,690	-0,714	1,704
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	1,050	16,991	17,731	0,361	2,032

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

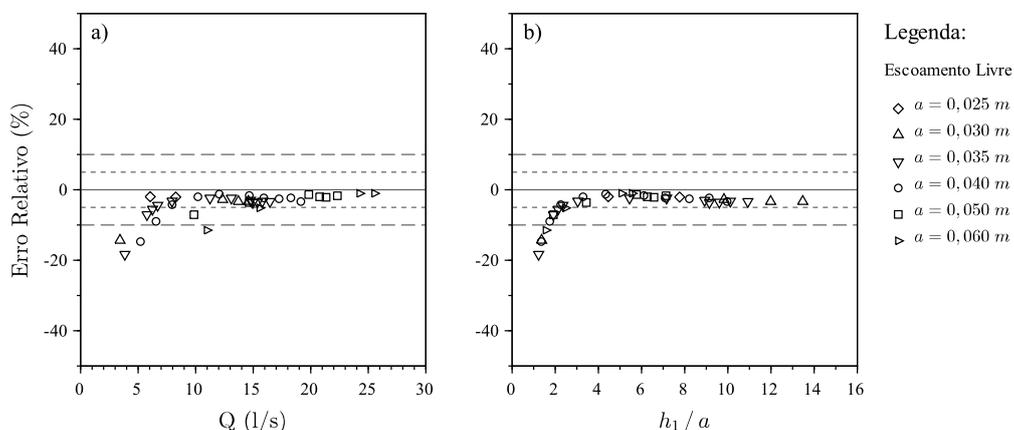


Figura 4.4.23 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

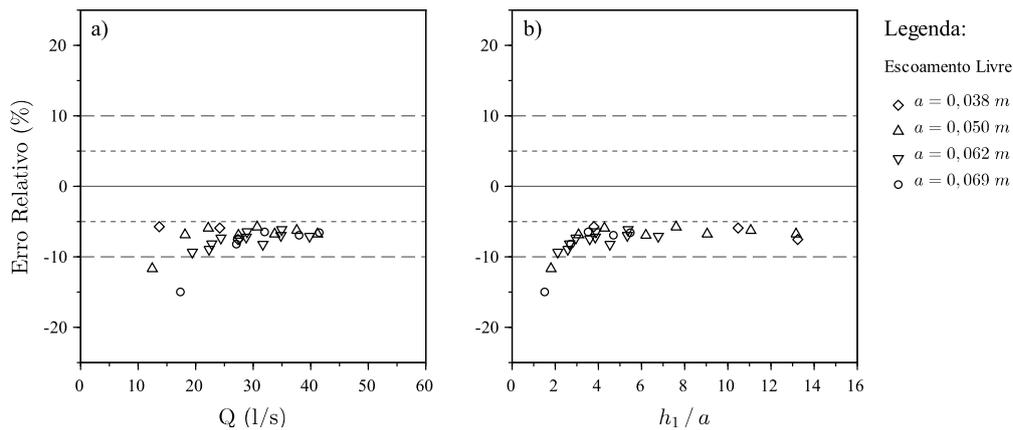


Figura 4.4.24 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

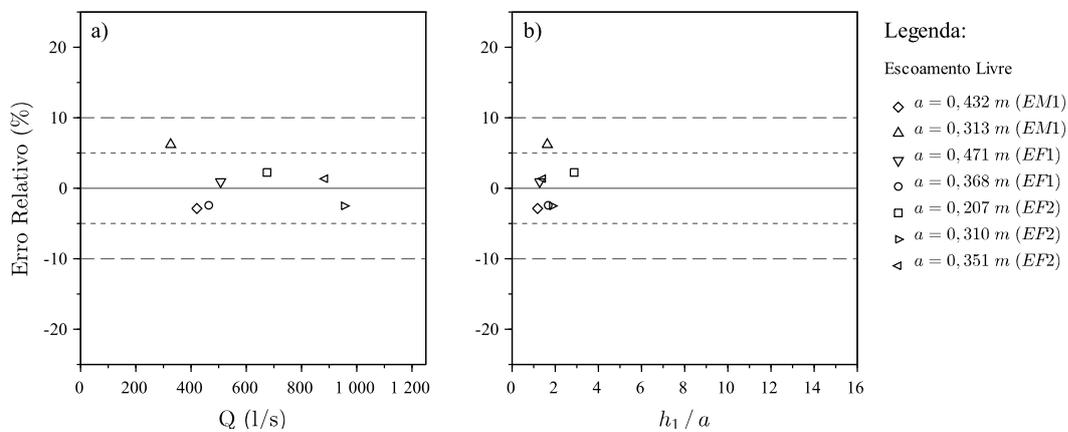


Figura 4.4.25 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Modelo HEC-RAS

O método utilizado pelo HEC-RAS para cálculo da vazão em comportas planas verticais na situação de escoamento livre recorre à Eq. 2.2.51. No presente estudo, o C_V correspondente ao escoamento com ressalto livre foi calibrado para as diferentes comportas, encontrando-se os valores obtidos na Tabela 4.4.10, que apresenta também os respetivos coeficientes de determinação.

Relativamente às comportas do canal laboratorial e do canal experimental, foram utilizados os resultados do escoamento com ressalto livre observados no local aquando da realização das ensaios.

Dos cálculos realizados, resultam os indicadores de desempenho que se encontram resumidos na Tabela 4.4.11. Nas Figuras 4.4.26, 4.4.27 e 4.4.28, podem ser analisados os erros relativos obtidos para cada uma das comportas.

Tabela 4.4.10 – Modelo HEC-RAS: C_V calibrados para a situação de ressalto livre na comporta

		C_V	R^2
Canal laboratorial		0,577	0,991
Canal experimental		0,558	0,987
Vale do Sorraia	Estação Montalvo 1	0,486	*
	Estação da Foz 1	0,514	*
	Estação da Foz 2	0,509	*

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

Tabela 4.4.11 – Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,789	0,968	0,991	0,959	0,346	0,531	0,653	4,227	5,390
Canal. Exp.	3,011	0,909	0,987	0,897	0,239	0,990	1,180	1,674	3,776
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	-1,516	11,918	12,014	-0,825	3,296
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-1,566	35,363	35,397	-0,646	7,312
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	-3,169	57,919	60,665	-0,871	7,058

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

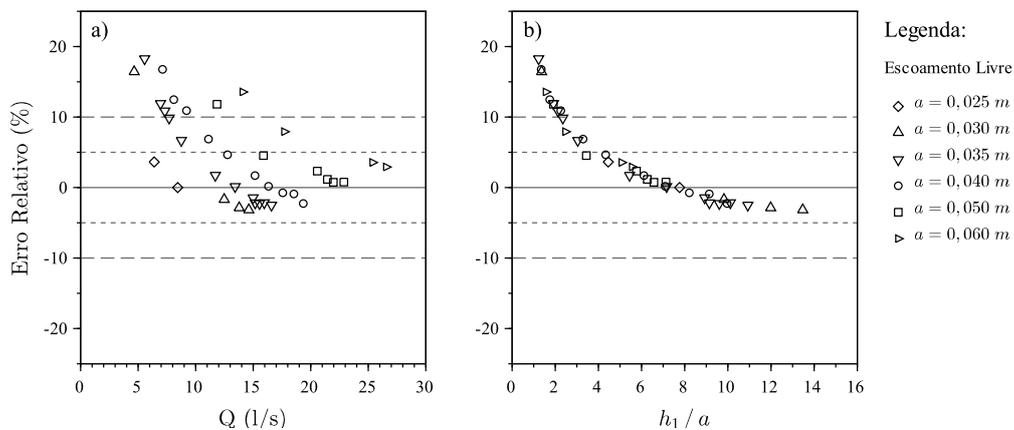


Figura 4.4.26 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial

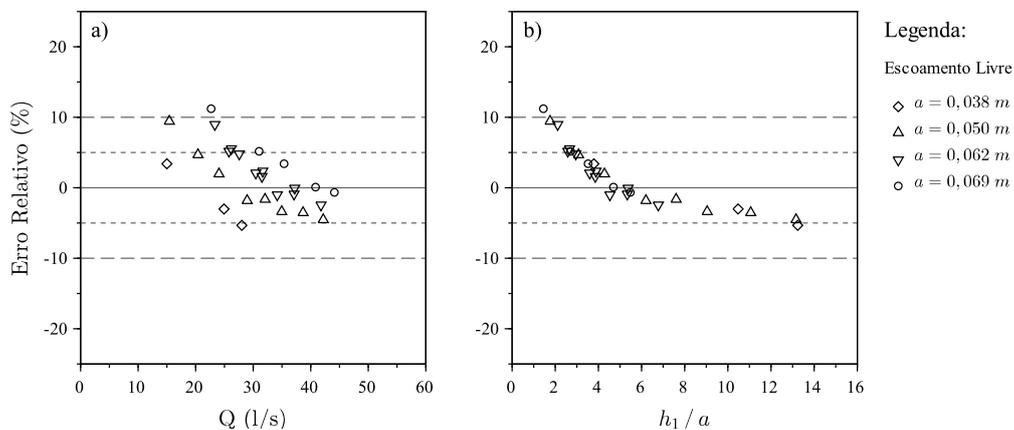


Figura 4.4.27 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

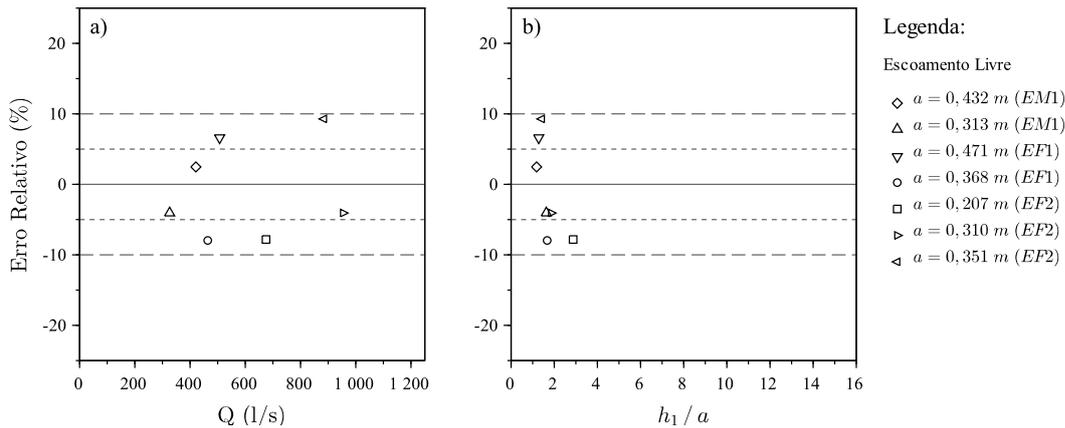


Figura 4.4.28 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

Método Ferro

Para aplicar o método Ferro, utilizou-se a totalidade dos resultados dos escoamentos com ressalto livre e submerso para cada uma das comportas dos canais laboratorial e experimental. Através de uma regressão não linear pelos Mínimos Desvios Absolutos, foram determinados os parâmetros α , β , ω , m , n e k das Eq. 2.2.56, Eq. 2.2.57 e Eq. 2.2.41.

Os valores iniciais utilizados para realizar a regressão foram $\alpha = 3$, $\beta = 1$, $\omega = 0,3$, $m = 0,77$, $n = 0,4$ e $k = 0,062$ e têm por base a mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos por Bijankhan *et al.* (2012). A adoção destes valores iniciais prende-se com o fato da regressão pelos Mínimos Desvios Absolutos conduzir à obtenção de diferentes soluções, que dependem dos valores iniciais utilizados. Assim, espera-se que existam mais garantias de que a solução obtida se encontre dentro dos valores expetáveis. Para garantir um k aceitável, este foi restringido a um valor máximo de 0,20 como proposto por Bijankhan *et al.* (2012).

Na Tabela 4.4.12, são apresentados os coeficientes determinados para cada uma das comportas. No caso das comportas do Vale do Sorraia, os valores de α , β , ω , e k foram omitidos por se tratarem de comportas a funcionar com escoamento livre, em que estes fatores não intervêm no processo de cálculo.

Para a determinação do valor máximo de h_3 dado pela Eq. 2.2.41, foi utilizado um C_c constante com o valor de 0,611, utilizado nos cálculos realizados para este método.

Os resultados sintetizados dos cálculos correspondentes ao escoamento livre são apresentados através dos indicadores de desempenho constantes na Tabela 4.4.13 e podendo ser observados os erros obtidos relativos a cada uma das comportas nas Figuras 4.4.29, 4.4.30 e 4.4.31.

Tabela 4.4.12 – Método Ferro: coeficientes obtidos pela regressão não linear

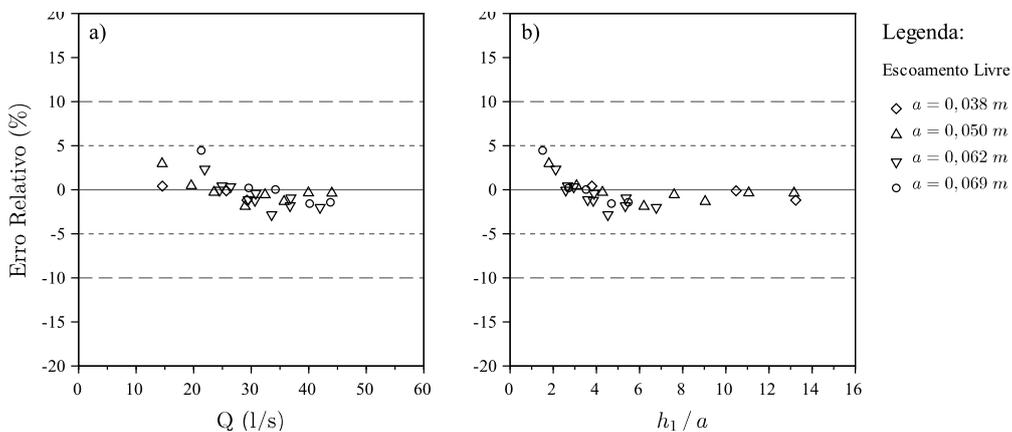
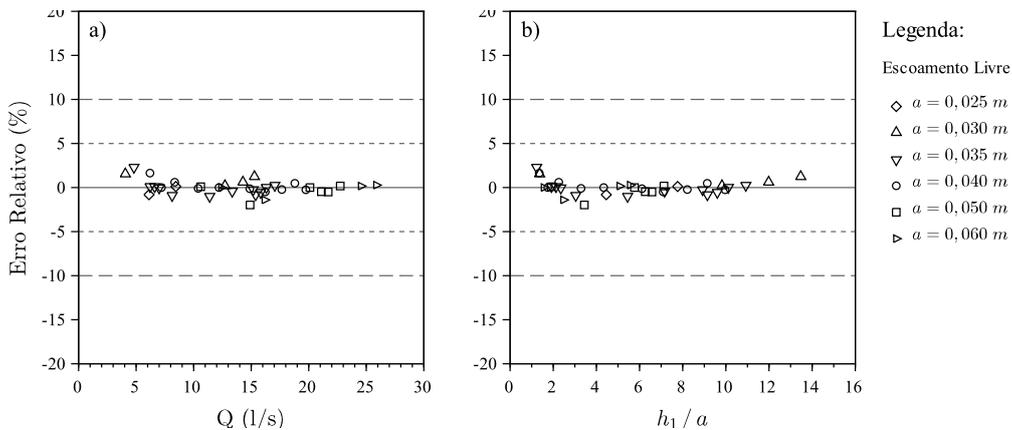
	m	n	α	β	ω	k
Canal laboratorial *	0,7832	0,3864	3,2955	0,9762	0,2567	0,2000
Canal experimental *	0,7966	0,3718	2,4865	0,8516	0,2922	0,1382
Vale Sorraia-Est.Montalvo-Comp.1	0,7741	0,4020	—	—	—	—
Vale Sorraia-Est.Foz-Comp.1	0,7482	0,4736	—	—	—	—
Vale Sorraia-Est.Foz-Comp.2	0,7887	0,4015	—	—	—	—

*) Valores obtidos a partir dos resultados conjuntos do escoamento com ressalto livre e submerso.

Tabela 4.4.13 – Método Ferro: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,021	0,998	0,999	0,997	-0,013	0,065	0,091	-0,001	0,551
Canal. Exp.	0,898	0,965	0,999	0,964	-0,173	0,340	0,444	-0,285	1,150
V. Sorr. EM1	*	*	*	*	7,085	7,085	10,020	1,683	1,683
V. Sorr. EF1	*	*	*	*	-20,195	20,195	28,560	-4,352	4,352
V. Sorr. EF2	*	*	*	*	28,943	32,117	52,951	3,283	3,616

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.



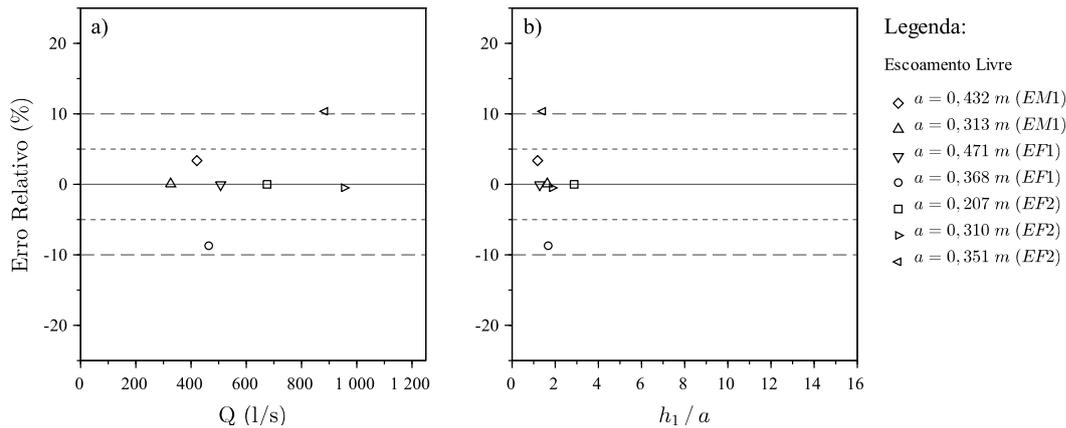


Figura 4.4.31 – Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia

4.4.2 Escoamento submerso

Apresentam-se nesta secção os resultados do cálculo da vazão na situação de escoamento submerso para as comportas do canal laboratorial de declive variável, a comporta do canal experimental automático e as do Vale do Sado.

Método Henry

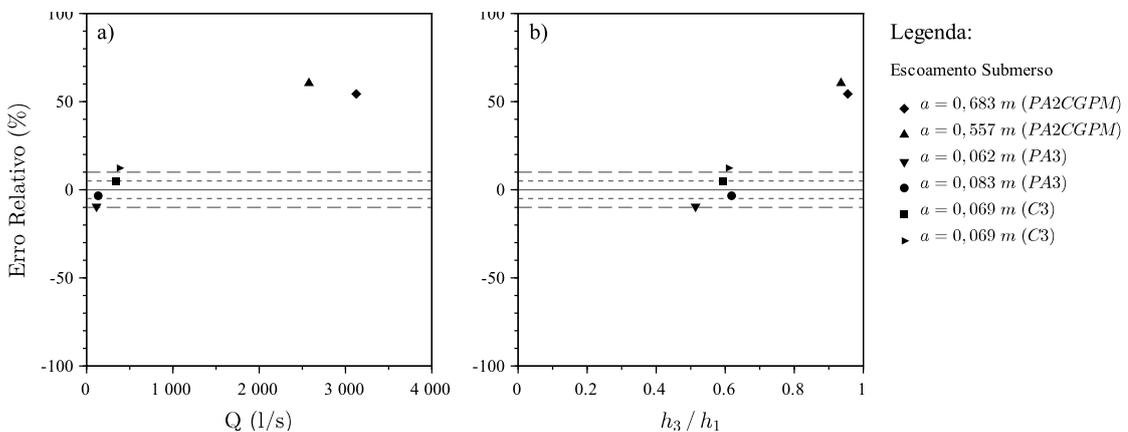
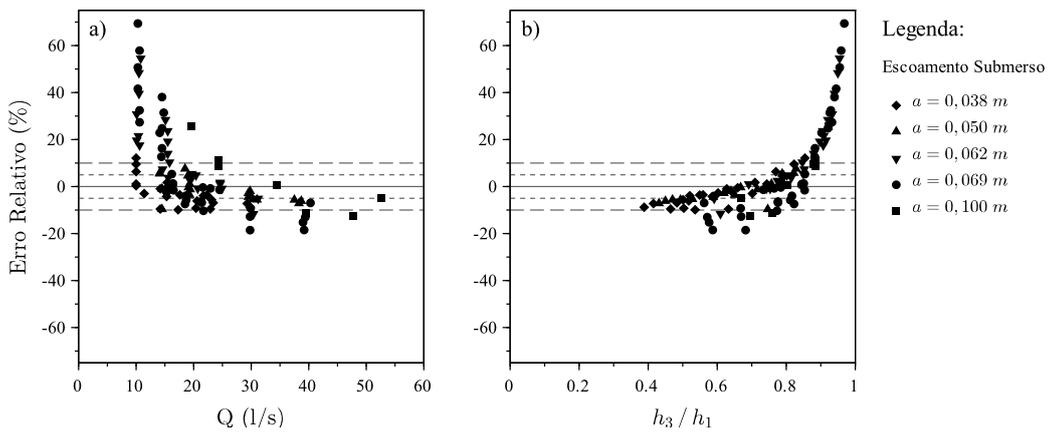
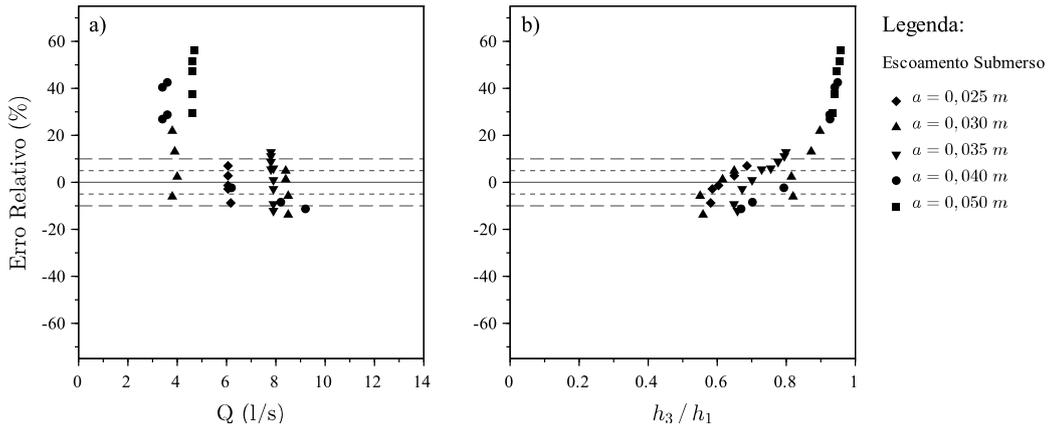
Conforme já foi referido, o método Henry (1950) recorre à Eq. 2.2.11 para determinação da vazão nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso. O cálculo de C_V a usar na Eq. 2.2.11, para ressalto submerso, pode ser obtido graficamente na Figura 2.2.5 ou analiticamente pela Eq. 2.2.17 e 2.2.18. Optou-se pela via analítica, considerado o valor constante de $C_c = 0,60$ proposto por Henry (1950). Neste caso, a Eq. 2.2.17 faz uso de h'_2 em vez da altura da veia contraída, sendo o valor de h'_2 determinado pela Eq. 2.2.18.

Apresentam-se os resultados obtidos através dos indicadores de desempenho na Tabela 4.4.14. A representação gráfica dos erros relativos associados a cada comporta faz-se nas Figuras 4.4.32, 4.4.33 e 4.4.34.

Tabela 4.4.14 – Método Henry: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	2,319	0,697	0,748	0,521	0,435	0,815	1,050	11,02	16,01
Canal. Exp.	4,579	0,788	0,936	0,737	0,198	2,003	2,682	5,327	11,63
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	1625,5	1625,5	1627,2	57,31	57,31
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-7,632	7,632	8,229	-6,356	6,356
V.Sa.C3	*	*	*	*	31,869	31,869	35,138	8,645	8,645

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.



Método Rajaratnam e Subramanya

O método de Rajaratnam e Subramanya (1967a) recorre à Eq. 2.2.25 para o cálculo da vazão nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso. No caso do escoamento com ressalto submerso, a aplicação da equação requer a utilização do diferencial de altura dado por $\Delta h = h_1 - h'_2$. Para determinar o valor de h'_2 , recorre-se à Eq. 2.2.27 proposta pelos autores. O valor do C_V é dado pelo polinómio do 3º grau obtido anteriormente para o escoamento com ressalto livre e que é comum aos dois regimes de escoamento (Eq. 4.4.1).

Na Tabela 4.4.15, são apresentados os resultados relativos aos indicadores de desempenho para este método. Nas Figuras 4.4.35, 4.4.36 e 4.4.37, faz-se a representação gráfica dos erros correspondentes a cada uma comportas estudadas.

Tabela 4.4.15 – Método Rajaratnam e Subramany: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,276	1,088	0,998	0,918	0,268	0,270	0,329	3,832	3,883
Canal. Exp.	-0,175	1,029	0,995	0,967	0,423	0,570	0,812	2,031	2,669
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	349,05	349,05	406,90	13,07	13,07
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-2,860	2,860	3,681	-2,454	2,454
V.Sa.C3	*	*	*	*	37,571	37,571	40,802	10,213	10,213

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

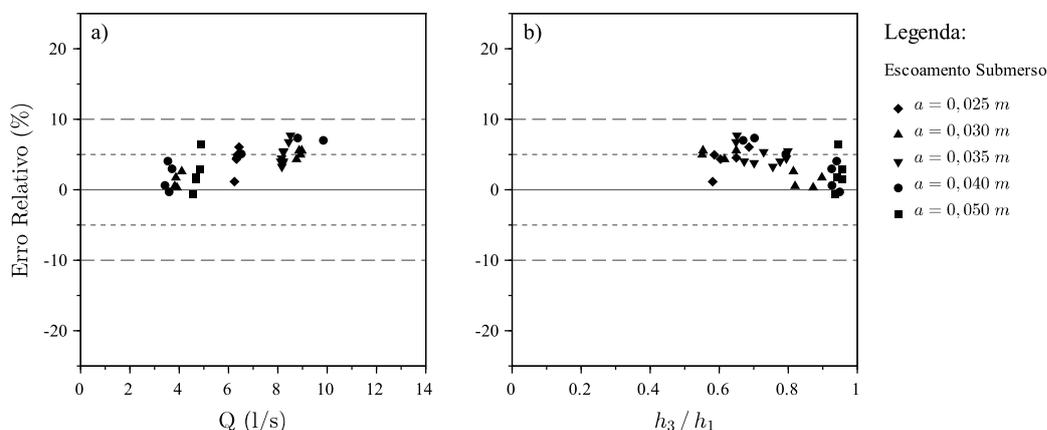


Figura 4.4.35 – Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial

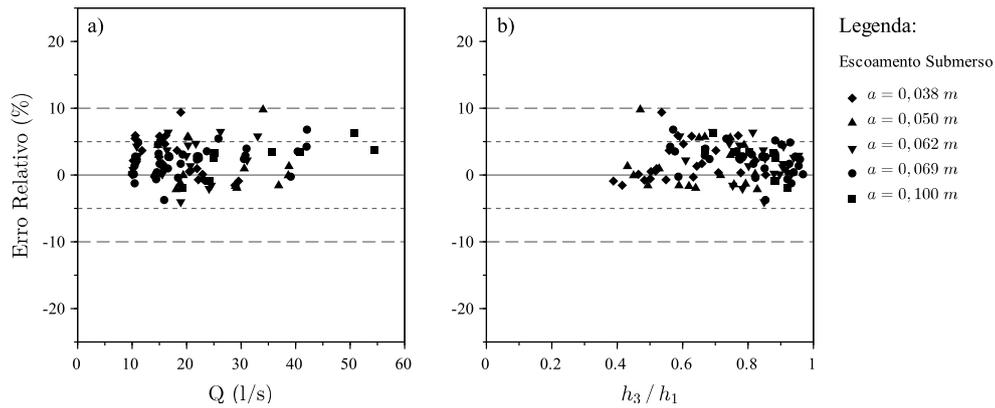


Figura 4.4.36 – Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental

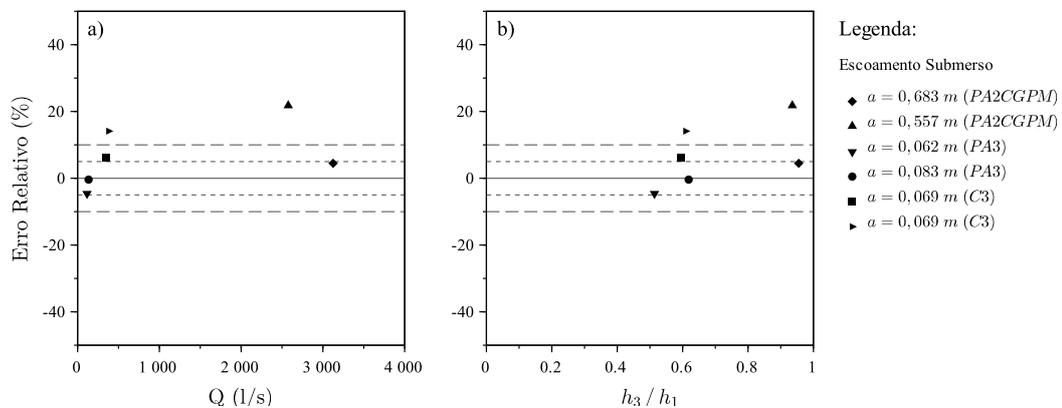


Figura 4.4.37 – Método Rajaratnam e Subramany: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

Método Swamee

O método de Swamee (1992) para determinação da vazão na situação de escoamento submerso usa a Eq. 2.2.24. A equação já incorpora o C_V e, para a sua aplicação, são necessárias as alturas de água, a altura de abertura e a largura da comporta. A transição entre o escoamento livre e submerso é definida pela Eq. 2.2.22a.

Os indicadores de desempenho obtidos são apresentados na Tabela 4.4.16 e a representação gráfica dos erros relativos faz-se nas Figuras 4.4.38, 4.4.39 e 4.4.40.

Tabela 4.4.16 – Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,544	0,914	0,804	0,735	0,012	0,712	0,868	1,425	12,665
Canal. Exp.	-0,100	1,053	0,840	0,798	0,983	2,995	4,290	4,390	15,562
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	476,86	476,86	483,89	17,17	17,17
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-14,464	14,464	14,467	-11,704	11,704
V.Sa.C3	*	*	*	*	-27,268	27,268	31,053	-7,778	7,778

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

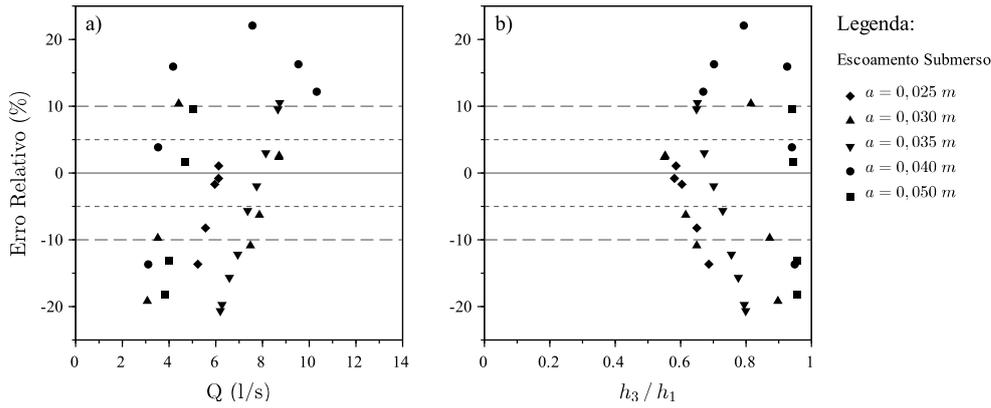


Figura 4.4.38 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial

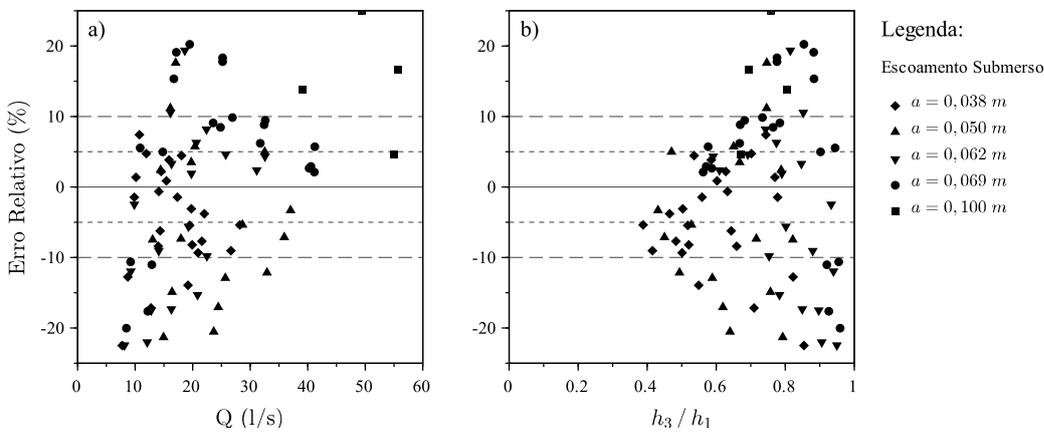


Figura 4.4.39 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental

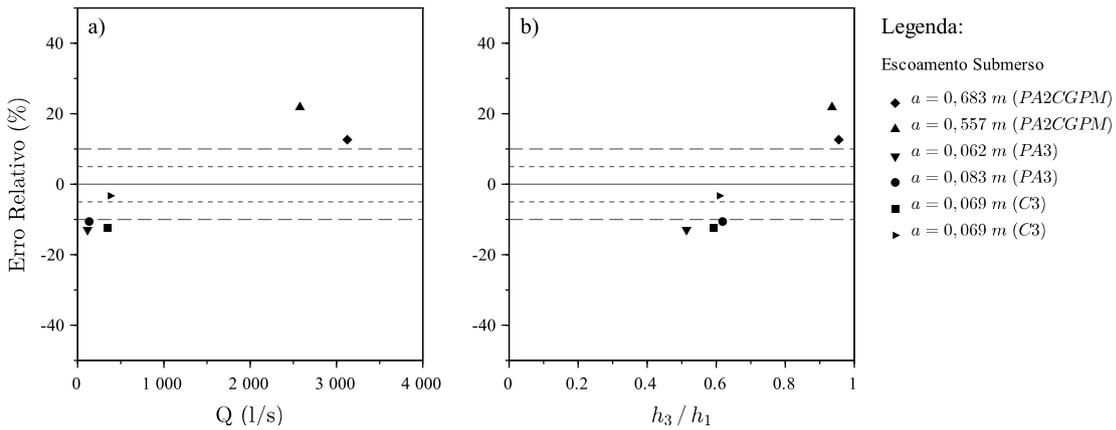


Figura 4.4.40 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

Método $C_c = 0,611$

Para aplicar este método, é necessário recorrer à Eq. 2.2.11, sendo o valor do C_V para escoamento submerso dado pela Eq. 2.2.15. Para além do C_V , é necessário conhecer

as alturas de água a montante h_1 e a jusante da comporta h_3 , a altura de abertura da comporta a e o valor do C_c . Nas comportas analisadas, o valor do C_c utilizado foi constante de 0,611, à semelhança do preconizado para o escoamento livre.

Os resultados sob a forma de indicadores de desempenho apresentam-se na Tabela 4.4.17. Nas Figuras 4.4.41, 4.4.42 e 4.4.43, podem ser observados os erros relativos obtidos na aplicação do método.

Tabela 4.4.17 – Método 0,611: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,226	1,099	0,990	0,901	0,386	0,386	0,476	5,888	5,888
Canal. Exp.	-0,088	1,054	0,983	0,932	1,033	1,154	1,694	4,982	5,448
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	419,435	419,435	464,715	15,534	15,534
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-2,858	2,858	3,821	-2,466	2,466
V.Sa.C3	*	*	*	*	36,293	36,293	39,737	9,855	9,855

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

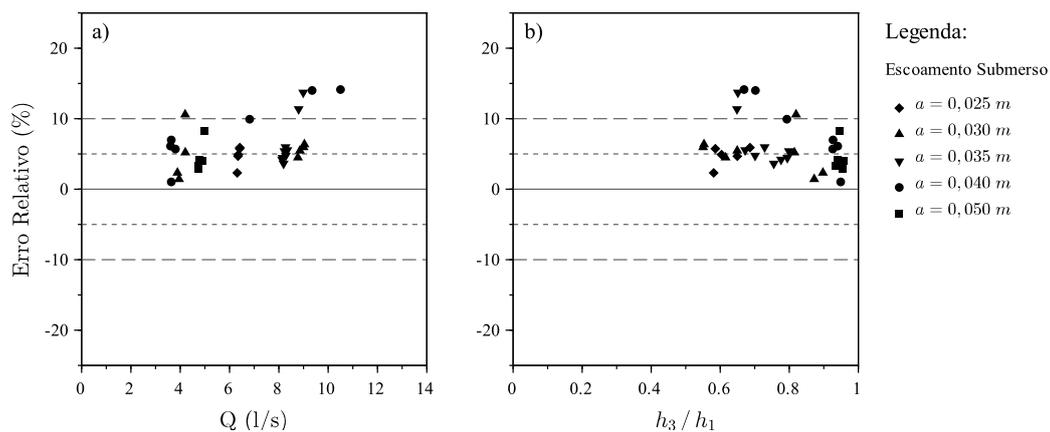


Figura 4.4.41 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial

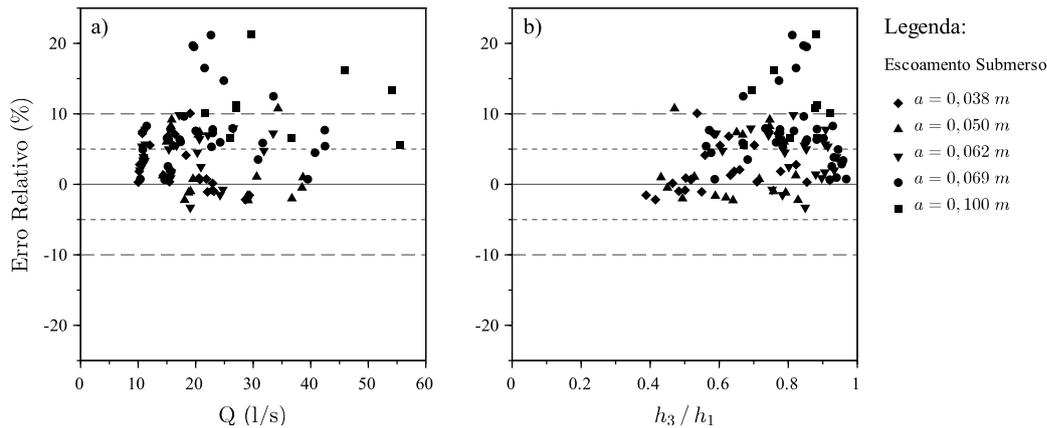


Figura 4.4.42 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental

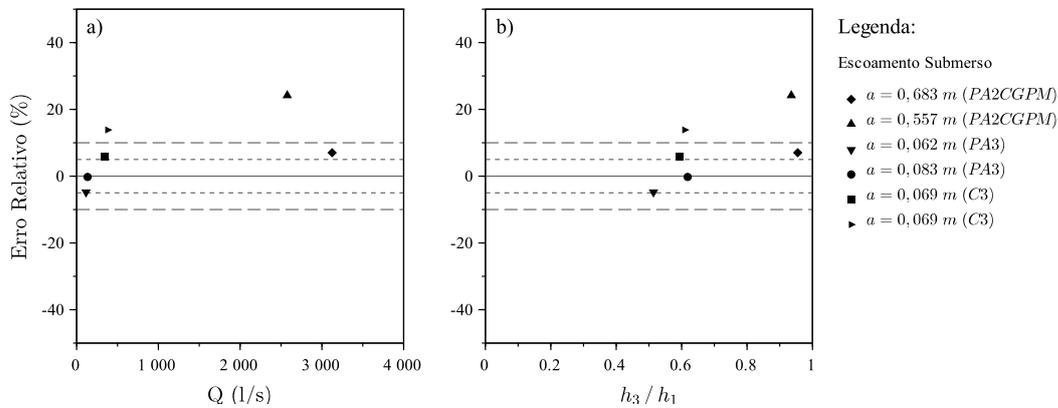


Figura 4.4.43 – Método 0,611: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

Método Habibzadeh

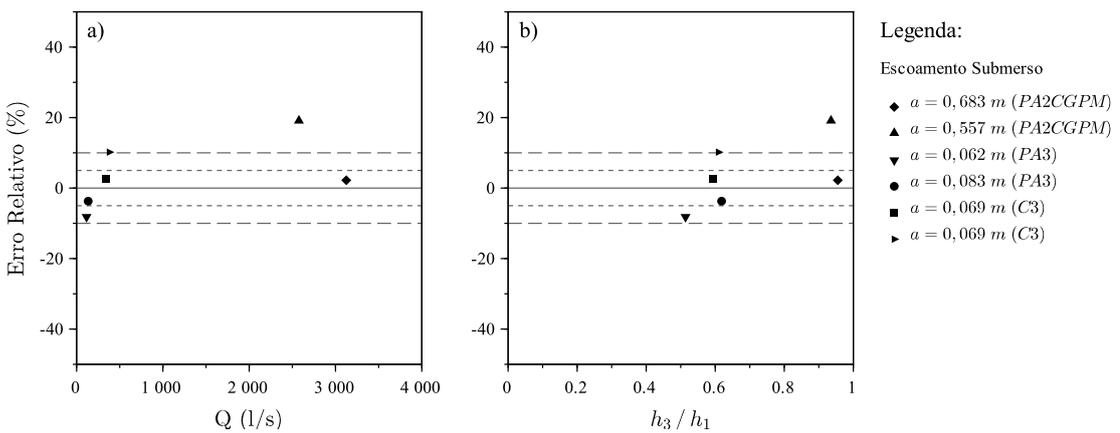
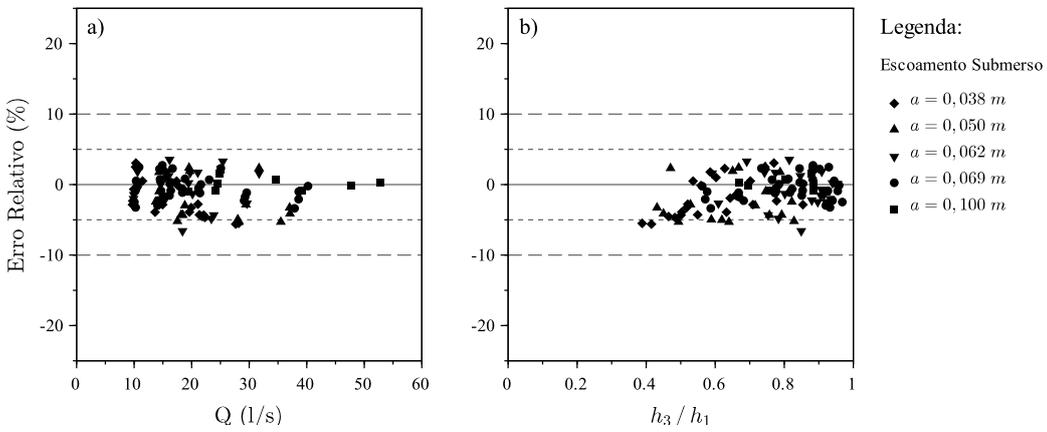
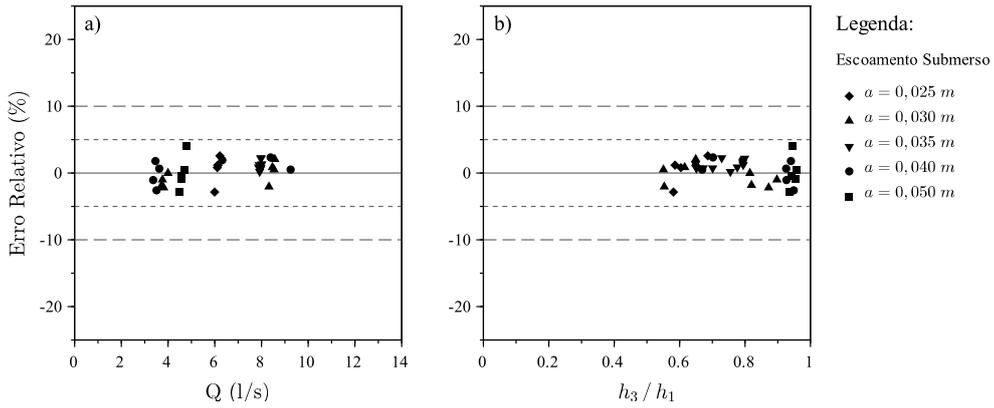
Como já foi referido, usou-se um $C_c = 0,611$ constante para escoamento livre e submerso para implementação do método apresentado por Habibzadeh *et al.* (2011). O coeficiente de perda de energia empregue para escoamento submerso foi $k = 0,088$, valor proposto pelos autores.

Os indicadores de desempenho apresentam-se na Tabela 4.4.18 e a representação gráfica dos erros relativos faz-se nas Figuras 4.4.44, 4.4.45 e 4.4.46.

Tabela 4.4.18 – Método Habibzadeh: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,097	1,021	0,998	0,977	0,036	0,088	0,105	0,396	1,455
Canal. Exp.	0,238	0,975	0,996	0,972	-0,273	0,465	0,643	-1,064	2,141
V.Sa.PA2	*	*	*	*	279,53	279,53	349,66	10,61	10,61
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-7,128	7,128	7,445	-5,891	5,891
V.Sa.C3	*	*	*	*	23,714	23,714	28,011	6,379	6,379

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.



Método Clemmens

Para a aplicação do método descrito por Clemmens *et al.* (2003) ao escoamento com ressalto submerso, foi determinado o valor do C_c pelas equações apresentadas anteriormente para escoamento livre, respetivamente, as Equações 4.4.2 e 4.4.3 para o canal laboratorial e para o canal experimental. O C_c para as comportas do Vale do Sado vem dado pela Eq. 4.4.4.

Para além destas equações, também foi avaliada a Eq. 4.4.5 proposta por Clemmens *et al.* (2012), que permite determinar o C_c para comportas planas verticais em situação de escoamento submerso.

$$C_{c,S} = 0,617 - 0,092(a/E_1) + 1,515(a/E_1)^2 - 7,86(a/E_1)^3 + 20,03(a/E_1)^4 - 22,98(a/E_1)^5 + 9,77(a/E_1)^6 \quad (4.4.5)$$

No entanto, a aplicação desta equação apresentou piores resultados (Tabela 4.4.19) em comparação com as Eq. 4.4.2 e Eq. 4.4.3.

À semelhança do procedimento utilizado para o escoamento livre para levar em conta a utilização de E_1 como alternativa a h_1 , a largura a montante da comporta do canal experimental foi aumentada de 0,38 m (largura total considerada de 0,80 m). Assim, a velocidade de aproximação na contração a montante da comporta (Figura 3.2.3) é considerada no cálculo. Este procedimento não foi aplicado ao canal laboratorial porque a comporta é da largura do canal.

Tabela 4.4.19 – Método Clemmens: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab. ^{a)}	0,224	0,992	0,985	0,977	0,173	0,212	0,288	3,232	3,941
Canal. Lab. ^{b)}	0,053	1,020	0,992	0,973	0,179	0,208	0,249	2,983	3,516
Canal. Exp. ^{a)}	-0,817	1,072	0,983	0,917	0,665	0,901	1,586	2,694	3,918
Canal. Exp. ^{c)}	-0,537	1,025	0,995	0,970	-0,020	0,521	0,715	-0,478	2,472
V.Sa.PA2 ^{d)}	*	*	*	*	452,17	452,17	491,99	16,67	16,67
V.Sa.PA3 ^{d)}	*	*	*	*	-0,936	2,495	2,665	-0,910	2,074
V.Sa.C3 ^{d)}	*	*	*	*	45,92	45,92	48,91	12,52	12,52

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena. a) Utilizando a Eq. 4.4.5 (Clemmens *et al.*, 2012). b) Utilizando a Eq. 4.4.2. c) Utilizando a Eq. 4.4.3. d) Utilizando a Eq. 4.4.4.

O método também permite considerar secções a jusante da comporta com diferentes geometrias. No entanto, no canal laboratorial e no experimental as secções são retangulares e coincidentes com as das comportas, não sendo necessárias correções adicionais.

Para aplicação do método, é necessária a resolução iterativa simultânea das Equações

2.2.33 e 2.2.34. O início do método iterativo começa pela determinação do caudal em condições de escoamento livre (secção 4.4.1). Conhecido o caudal para escoamento com ressalto livre, estabelecem-se os valores iniciais de E_1 , R_e , $1 + \xi$ e do C_c e passa-se à resolução iterativa da Eq. 2.2.33 e da Eq. 2.2.34. O processo iterativo termina quando a diferença de dois cálculos consecutivos forem inferiores a uma tolerância pré estabelecida.

A síntese dos resultados obtidos pode ser avaliada na Tabela 4.4.19 e os erros relativos podem ser visualizados nas Figuras 4.4.47, 4.4.48 e 4.4.49.

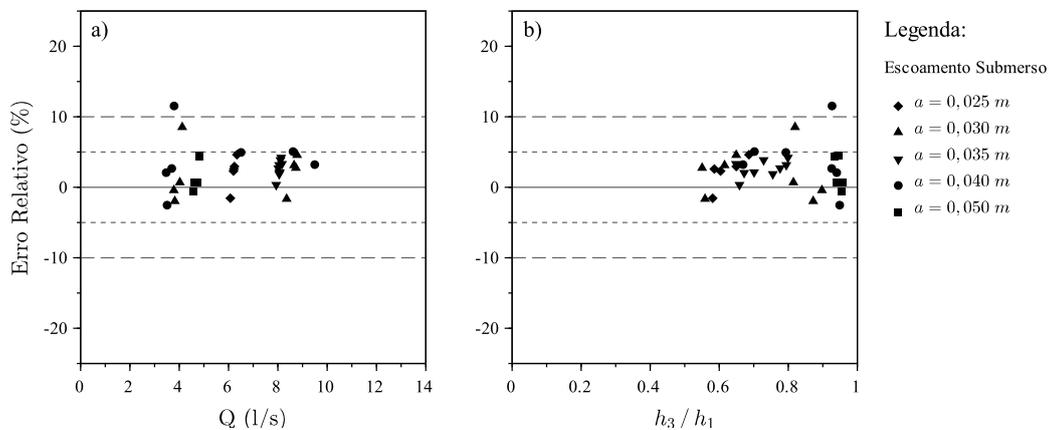


Figura 4.4.47 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial

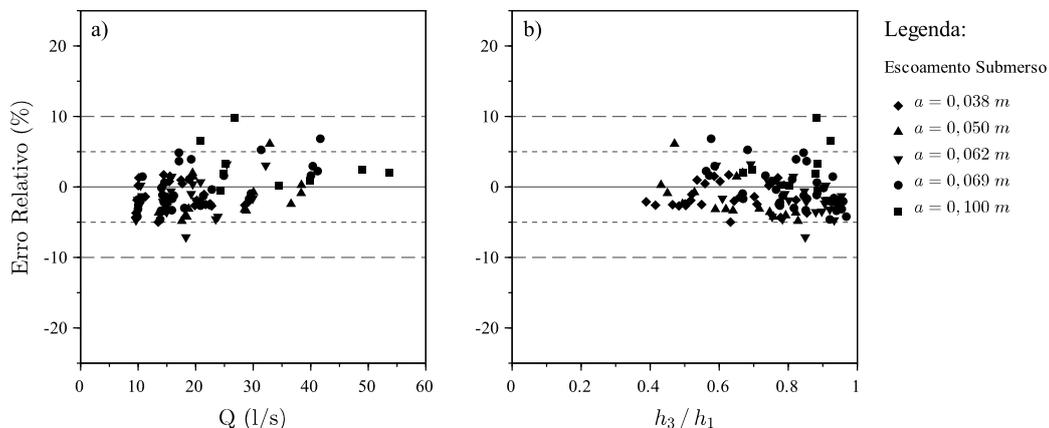


Figura 4.4.48 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental

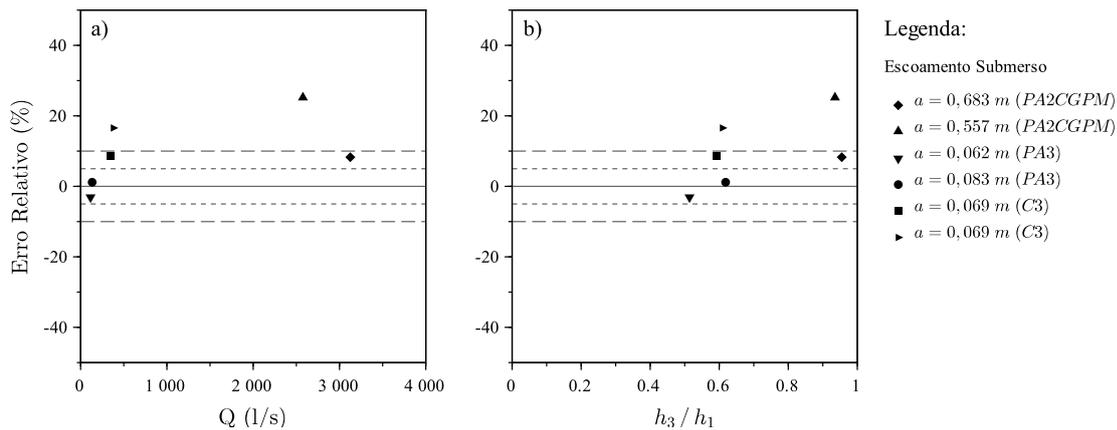


Figura 4.4.49 – Método Clemmens: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

Modelo SIC

Como já se viu na secção 4.4.1, o coeficiente C_V é calibrado considerando os resultados do escoamento livre e do submerso. Na Tabela 4.4.20, apresentam-se os resultados da calibração relativos às comportas do Vale do Sado. Os resultados disponíveis para estas comportas correspondem sempre ao regime de escoamento totalmente submerso.

Tabela 4.4.20 – Modelo SIC: Coeficientes C_V calibrados para a situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

		C_V	R^2
Vale do Sado	Nó das Romeiras - CGPM	0,499	*
	Distribuidor Vale Matança	0,534	*
	Distribuidor do Matinho	0,456	*

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

Os valores de C_V para as comportas do canal laboratorial e do experimental podem ser consultados na Tabela 4.4.8.

A aplicação do método passa pela utilização da Eq. 2.2.48 para o escoamento parcialmente submerso e da Eq. 2.2.50 quando o escoamento é totalmente submerso, para as quais são aplicados os coeficientes de redução consoante o grau de submersão correspondente.

Apresentam-se na Tabela 4.4.21 os indicadores de desempenho dos cálculos realizados, que estão subdivididos em escoamento parcial e totalmente submerso.

À semelhança da Tabela 4.4.21, as Figuras também estão organizadas de acordo com o tipo de escoamento (parcial ou totalmente submerso). Os erros relativos ao escoamento parcialmente submerso podem ser observados nas Figuras 4.4.50 e 4.4.51 e, nas Figuras 4.4.52, 4.4.53 e 4.4.54, os erros obtidos no escoamento totalmente submerso.

Tabela 4.4.21 – Modelo SIC: indicadores de desempenho para as situações de escoamento parcial e totalmente submerso na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Escoamento Parcialmente Submerso									
Canal. Lab.	-1,060	1,259	0,983	0,781	0,687	0,759	0,901	8,428	10,305
Canal. Exp.	-1,630	1,075	0,982	0,913	0,129	1,234	1,617	-0,381	5,203
Escoamento Totalmente Submerso									
Canal. Lab.	-0,370	1,261	0,936	0,742	1,161	1,166	1,388	19,130	19,249
Canal. Exp.	0,891	1,021	0,960	0,940	1,269	1,686	1,975	7,949	10,730
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	31,142	301,108	302,714	2,129	10,768
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-0,361	3,664	3,681	-0,517	2,982
V.Sa.C3	*	*	*	*	-1,007	11,266	11,311	-0,436	3,142

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

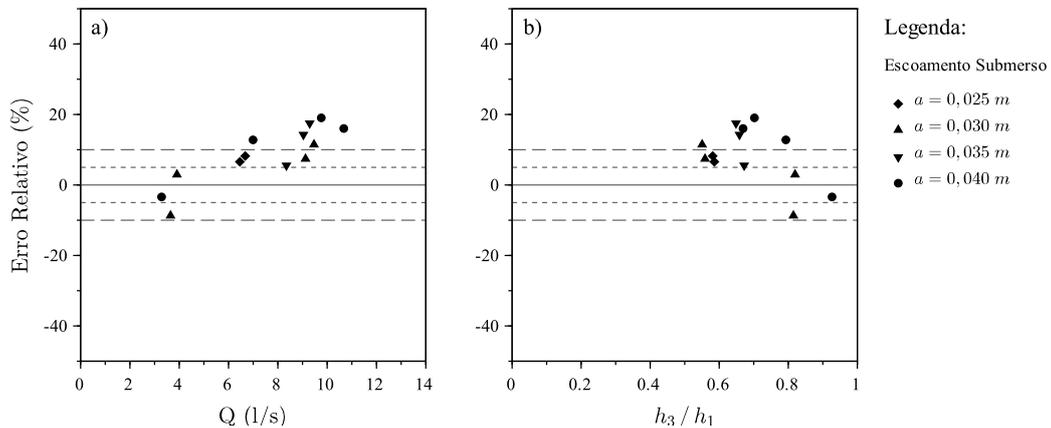


Figura 4.4.50 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial

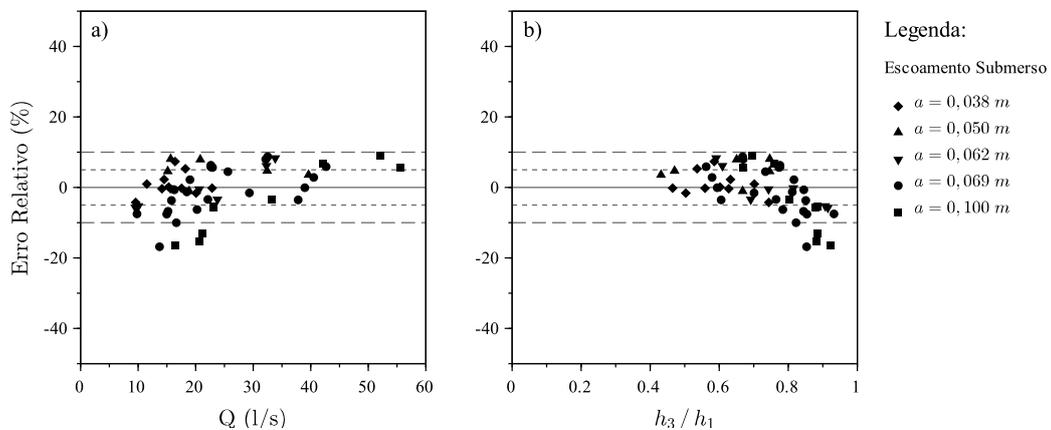


Figura 4.4.51 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental

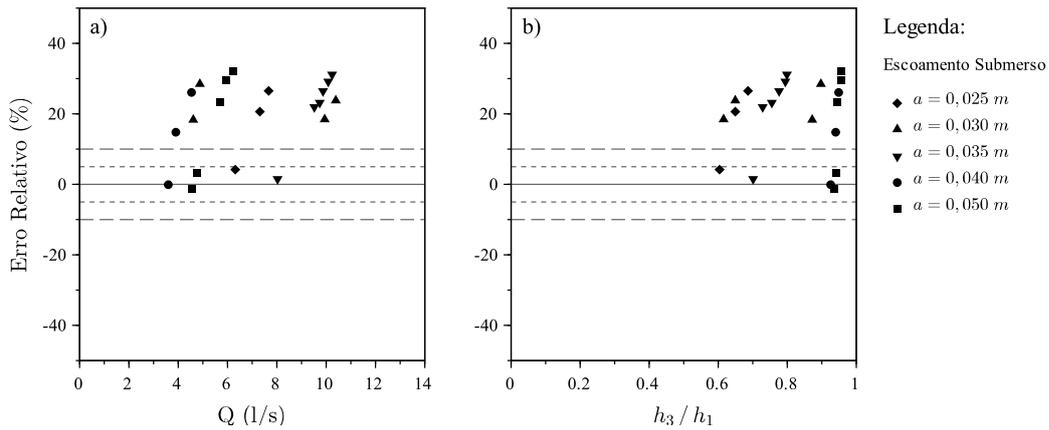


Figura 4.4.52 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial

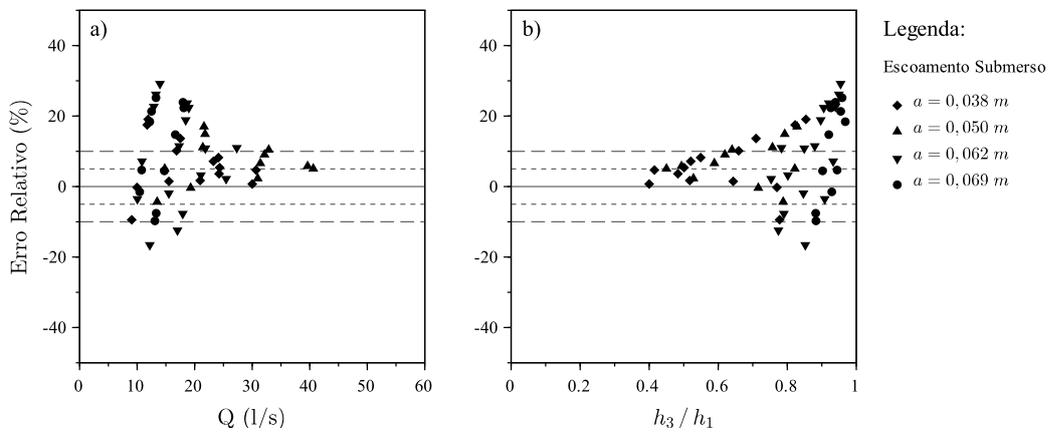


Figura 4.4.53 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental

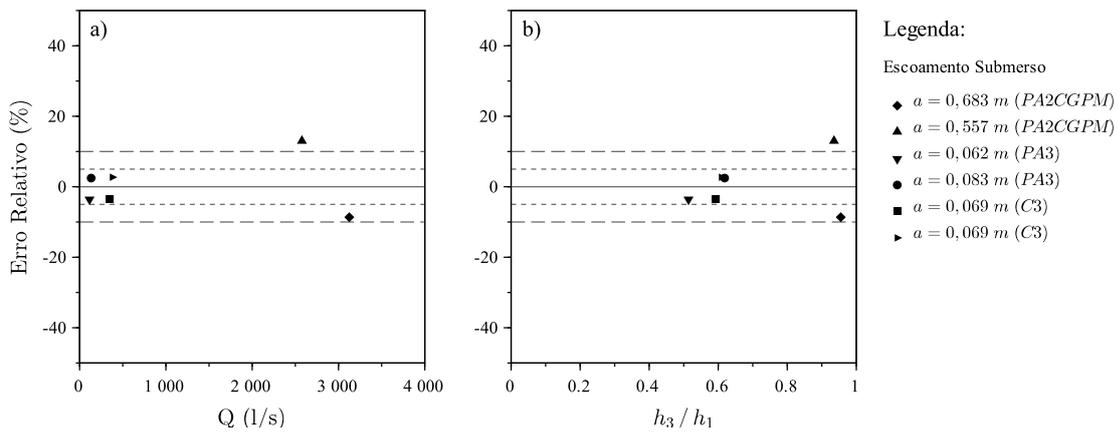


Figura 4.4.54 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso nas comportas do Vale do Sado

Modelo HEC-RAS

Para determinação da vazão nas situações de escoamento parcial e totalmente submerso pelo modelo HEC-RAS, foram utilizadas a Eq. 2.2.52 e a Eq. 2.2.53. A Eq. 2.2.52 corresponde ao escoamento parcialmente submerso e recorre ao C_V utilizado na Eq. 2.2.51

para escoamento livre.

Para utilizar a Eq. 2.2.53, foi necessário calibrar o C_V para o escoamento totalmente submerso. O resultado da calibração do C_V encontra-se na Tabela 4.4.22, assim como os respectivos coeficientes de determinação.

Tabela 4.4.22 – Modelo HEC-RAS: C_V calibrados para a situação de ressalto submerso na comporta

		C_V	R^2
Canal laboratorial		0,684	0,689
Canal experimental		0,714	0,803
Vale do Sado	Nó das Romeiras - CGPM	0,534	*
	Distribuidor Vale Matança	0,447	*
	Distribuidor do Matinho	0,373	*

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

Os indicadores de desempenho na determinação da vazão para os escoamentos parcial e totalmente submerso através do modelo HEC-RAS podem ser analisados na Tabela 4.4.23. Nas Figuras 4.4.55 e 4.4.57, podem ser observados os erros relativos obtidos para o canal laboratorial, nas Figuras 4.4.56 e 4.4.58, os erros relativos ao canal experimental e, na Figura 4.4.59, os erros correspondentes às comportas do Vale do Sado.

Tabela 4.4.23 – Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para as situações de escoamento parcialmente e totalmente submerso na comporta

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Escoamento Parcialmente Submerso									
Canal Lab.★	1,553	1,248	0,586	0,469	3,423	3,423	3,580	45,657	45,657
Canal Exp.★	2,446	1,241	0,948	0,764	8,327	8,327	9,060	35,335	35,335
Escoamento Totalmente Submerso									
Canal Lab.	-0,860	1,164	0,690	0,593	-0,199	0,310	0,433	-5,210	7,793
Canal Exp.	2,866	0,760	0,803	0,610	-0,851	1,793	2,411	-3,702	10,823
V.Sa.PA2	*	*	*	*	25,99	269,89	271,13	1,84	9,645
V.Sa.PA3♣	*	*	*	*	-0,767	10,054	10,083	-1,240	8,170
V.Sa.C3♣	*	*	*	*	-0,721	14,462	14,480	-0,400	4,026

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena. ♣) Como a relação $h_3/h_1 < 0,67$ foi determinado como escoamento livre. ★) Determinado com C_V para escoamento livre.

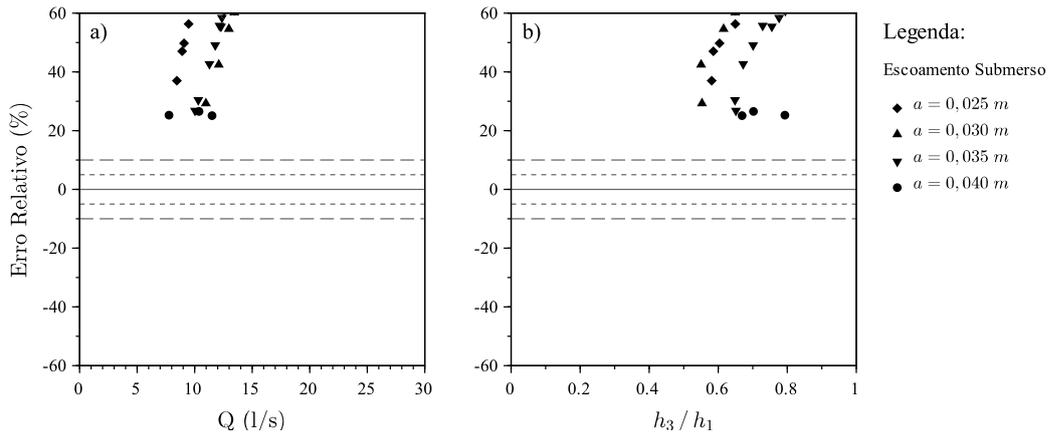


Figura 4.4.55 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial

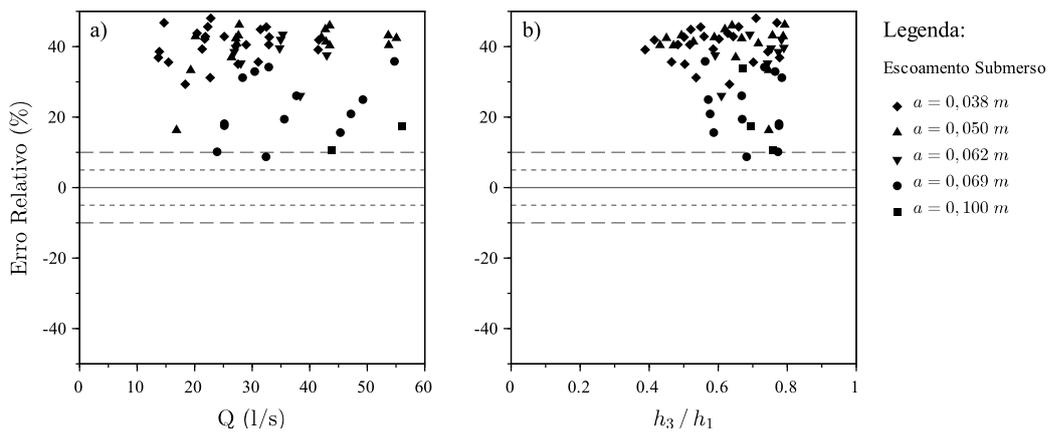


Figura 4.4.56 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental

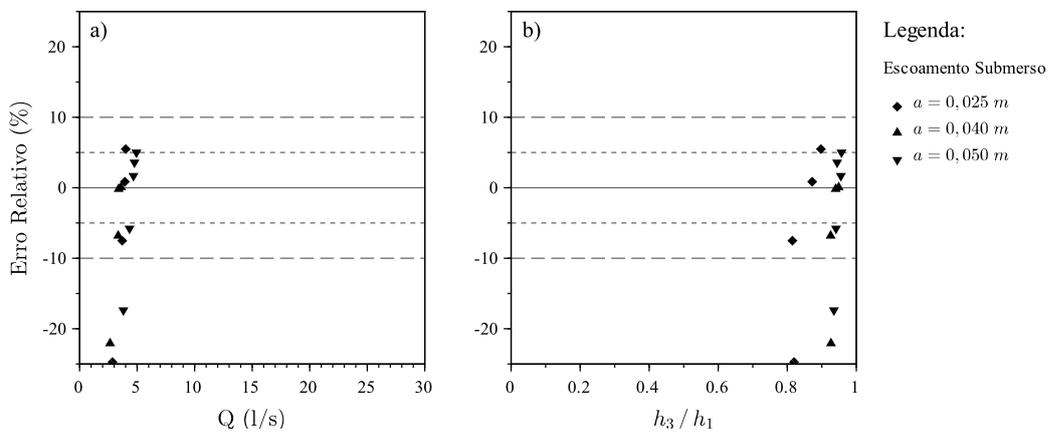


Figura 4.4.57 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial

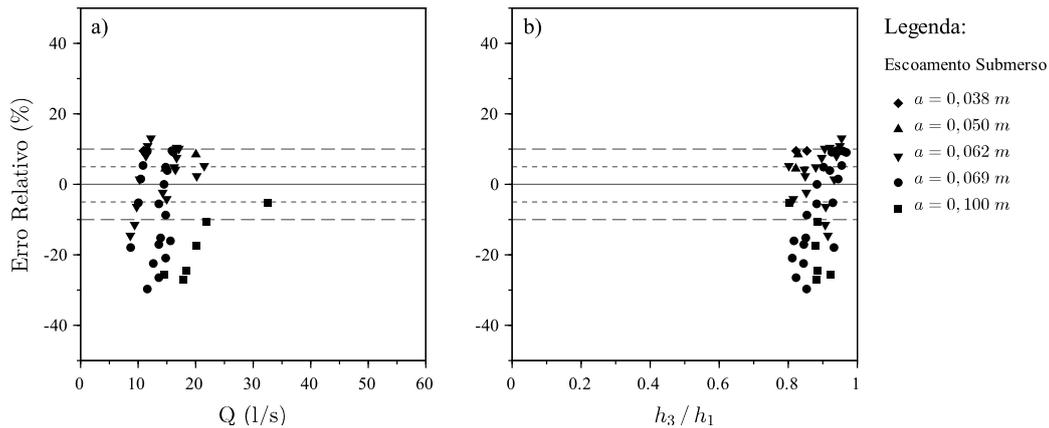


Figura 4.4.58 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental

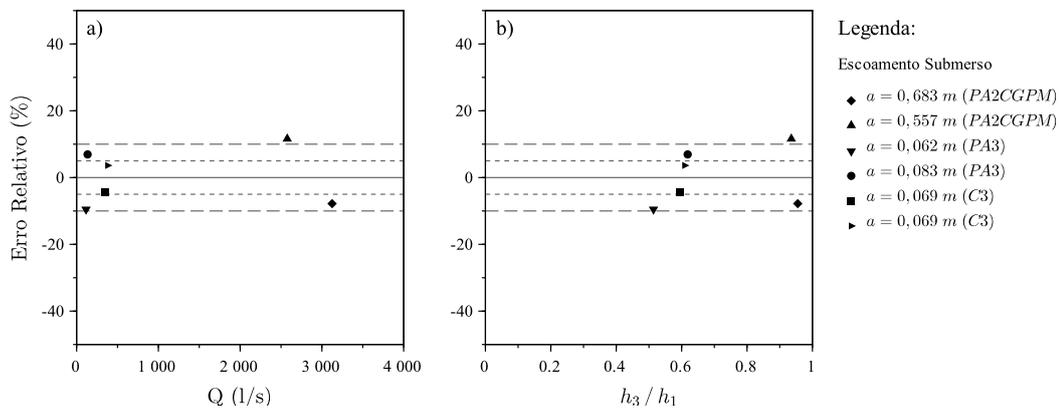


Figura 4.4.59 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

Método de Ferro

O cálculo realizado para este método foi efetuado de acordo com o descrito na secção 4.4.1, porque a sua calibração é realizada conjuntamente com os resultados do escoamento com ressalto livre e submerso.

Para calibração das comportas (PA2-CGPM, PA3 e C3) do Vale do Sado, foram determinados os parâmetros α , β , ω , m , n e k da Eq. 2.2.56, Eq. 2.2.57 e Eq. 2.2.41 através de uma regressão não linear, cujos valores estão constantes na Tabela 4.4.24.

Tabela 4.4.24 – Método Ferro: coeficientes obtidos pela regressão não linear para as comportas do Vale do Sado

	m	n	α	β	ω	k
V.Sado PA2CGPM	0,6754	0,3772	2,9206	1,0537	0,2682	0,0618
V.Sado PA3	0,8197	0,3788	3,0046	1,0019	0,3037	0,0619
V.Sado C3	0,6537	0,4383	3,1135	0,8569	0,3188	0,0625

Nesta secção, serão apenas reportados na Tabela 4.4.25 os resultados dos indicadores de desempenho para o regime de escoamento submerso identificado para as comportas em estudo. Os erros relativos obtidos podem ser analisados nas Figuras 4.4.60 4.4.61 e 4.4.62.

Tabela 4.4.25 – Método Ferro: indicadores de desempenho para as situações de escoamento submerso na comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal Lab.	-0,030	1,005	0,994	0,988	0,004	0,116	0,152	-0,011	2,281
Canal Exp.	-0,239	1,013	0,995	0,983	0,021	0,460	0,628	0,053	2,344
V.Sa.PA2	*	*	*	*	-166,92	166,92	236,06	-5,341	5,341
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-0,100	0,100	0,141	-0,075	0,075
V.Sa.C3	*	*	*	*	-8,750	8,750	12,374	-2,551	2,551

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

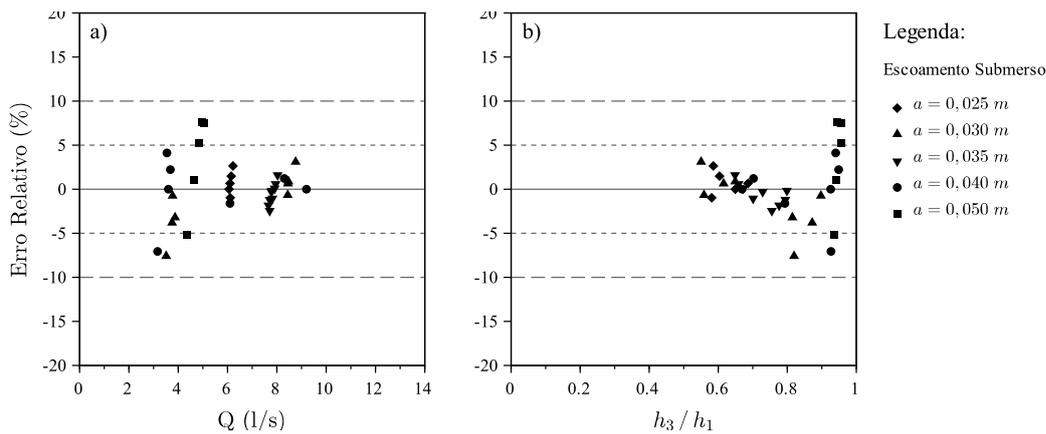


Figura 4.4.60 – Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratório

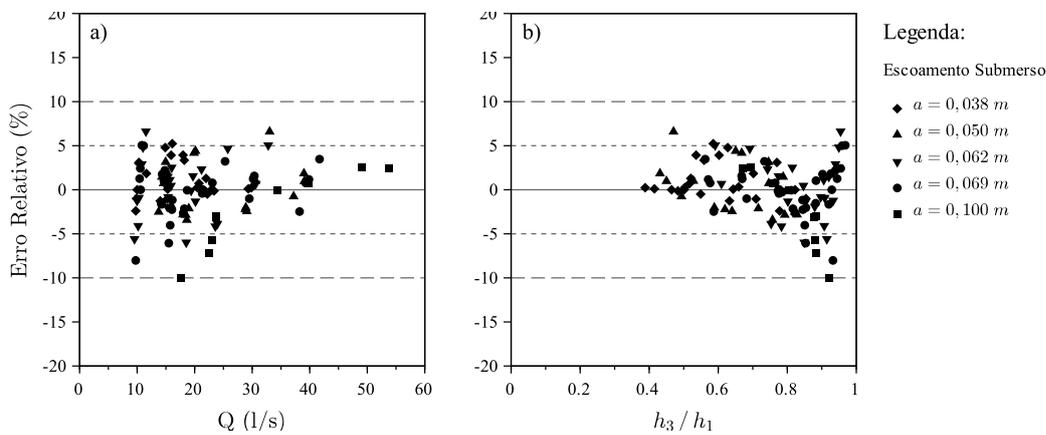


Figura 4.4.61 – Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental

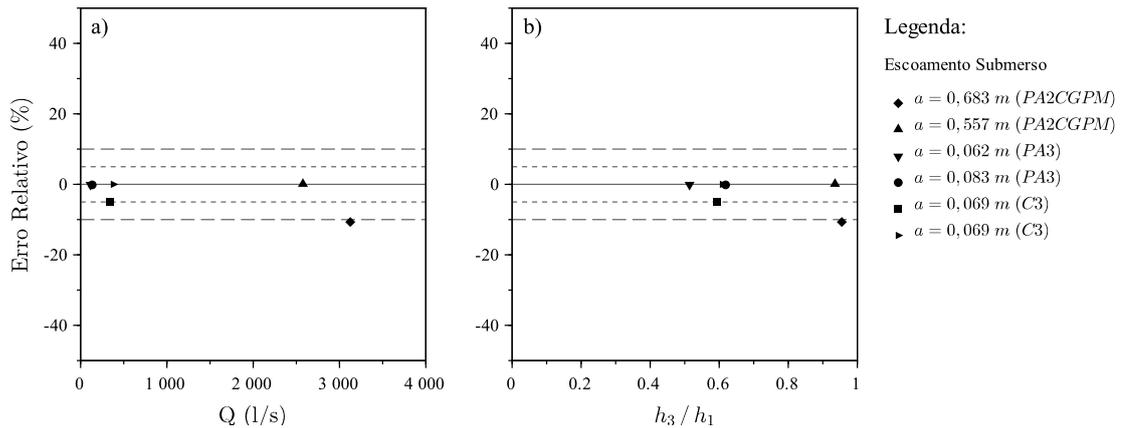


Figura 4.4.62 – Método Ferro: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado

4.4.3 Discussão dos resultados

Para a avaliação de caudais em estruturas hidráulicas, as boas práticas ditam que o valor do F_r a montante deve ser inferior a 0,5, para se poder desprezar a altura cinética (Herschy, 2009; Clemmens *et al.*, 2001; WMO, 2010). Quando o F_r é superior a 0,5, as estruturas hidráulicas normalmente sofrem uma deterioração da sua precisão. Sempre que existam condições locais que permitam um $F_r < 0,2$, é possível ainda melhorar os resultados na determinação da vazão (Clemmens *et al.*, 2001).

Boiten (1992), por outro lado, recomenda a relação $h_1/a \geq 2,00$ para o funcionamento adequado duma comporta. Para a relação $1,25 < h_1/a < 2,00$ refere a possibilidade de entrada de ar devido à formação de vórtices a montante, situação não recomendada e que, para $h_1/a \leq 1,25$, o escoamento é do tipo caleira Venturi com superfície livre, o que deve ser evitado.

Na Tabela 4.4.1, foram apresentados os valores de F_r obtidos para as comportas planas verticais. De modo geral, é sempre verificado o limite de $F_r < 0,5$. Uma exceção são as comportas do Vale do Sorraia, a funcionar no regime de escoamento livre, que apresentem valores próximos deste limite e cuja relação é $h_1/a \lesssim 1,5$. A outra exceção refere-se a alguns resultados da comporta do canal laboratorial que se encontram também nesta zona de transição. Com base nos F_r obtidos, considera-se que as condições do escoamento imediatamente a montante das comportas cumprem este requisito, concluindo-se que há condições para a determinação da vazão.

A Figura 4.4.63 apresenta o valor do C_V determinado para o escoamento livre em função da abertura relativa da comporta a/h_1 . Na figura, verifica-se, por um lado, que o comportamento obtido no caso de não existirem efeitos de escala é semelhante ao apresentado por Roth e Hager (1999) (Figura 2.1.3). Por outro, mesmo no caso de aberturas inferiores a 0,05 m (limite inferior proposto por Roth e Hager (1999) para

não existirem efeitos de escala), não foi verificada a existência de efeitos de escala para as comportas do canal laboratorial e do experimental.

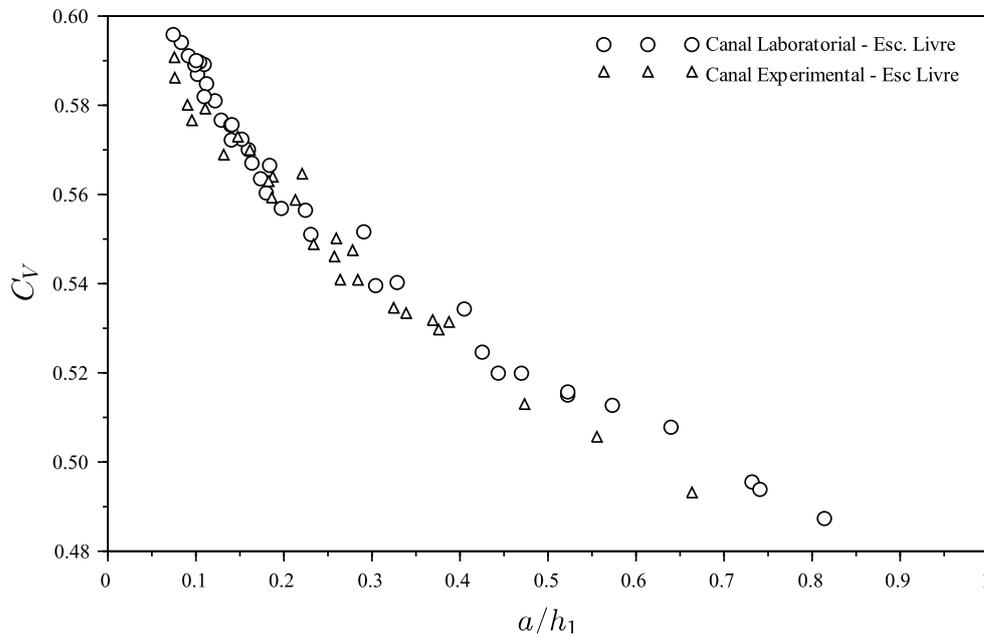


Figura 4.4.63 – Relação entre o C_V e a abertura relativa da comporta a/h_1 para a situação de escoamento livre do canal laboratorial e do experimental

Conforme já referido na secção 2.1, o limite inferior do R_e para evitar os efeitos de escala é de 10^4 . Considerando os valores calculados de R_e que se apresentaram na Tabela 4.4.1 e a Figura 4.4.63, considera-se que os ensaios realizados no canal laboratorial e no experimental não apresentam indícios de serem afetados pelos efeitos de escala.

Os cálculos realizados e apresentados na secção 4.4 foram divididos em escoamentos livre e submerso. A transição entre os dois regimes de escoamento foi identificada nos ensaios realizados quando o aumento da altura de água imediatamente a jusante do ressalto hidráulico começa a influenciar o aumento da altura de água a montante da comporta (h_1). Na Figura 4.4.64, apresentam-se os resultados experimentais que correspondem ao escoamento submerso do canal laboratorial e do experimental. Também estão representadas as curvas correspondentes a diferentes critérios utilizados na caracterização desta transição.

Pode verificar-se na Figura 4.4.64 que as transições entre escoamento livre e submerso propostas por Bos (1989), Rajaratnam e Subramanya (1967a), Lin *et al.* (2002), Swamee (1992) e Habibzadeh *et al.* (2011) têm um comportamento muito semelhante. Quando $h_1/a \gtrsim 3,5$, as curvas apresentam uma muito pequena translação.

No caso das curvas de Bos (1989), Lin *et al.* (2002) e Rajaratnam e Subramanya (1967a), alguns dos resultados que se encontram no limite da transição não são classificados como escoamento submerso.

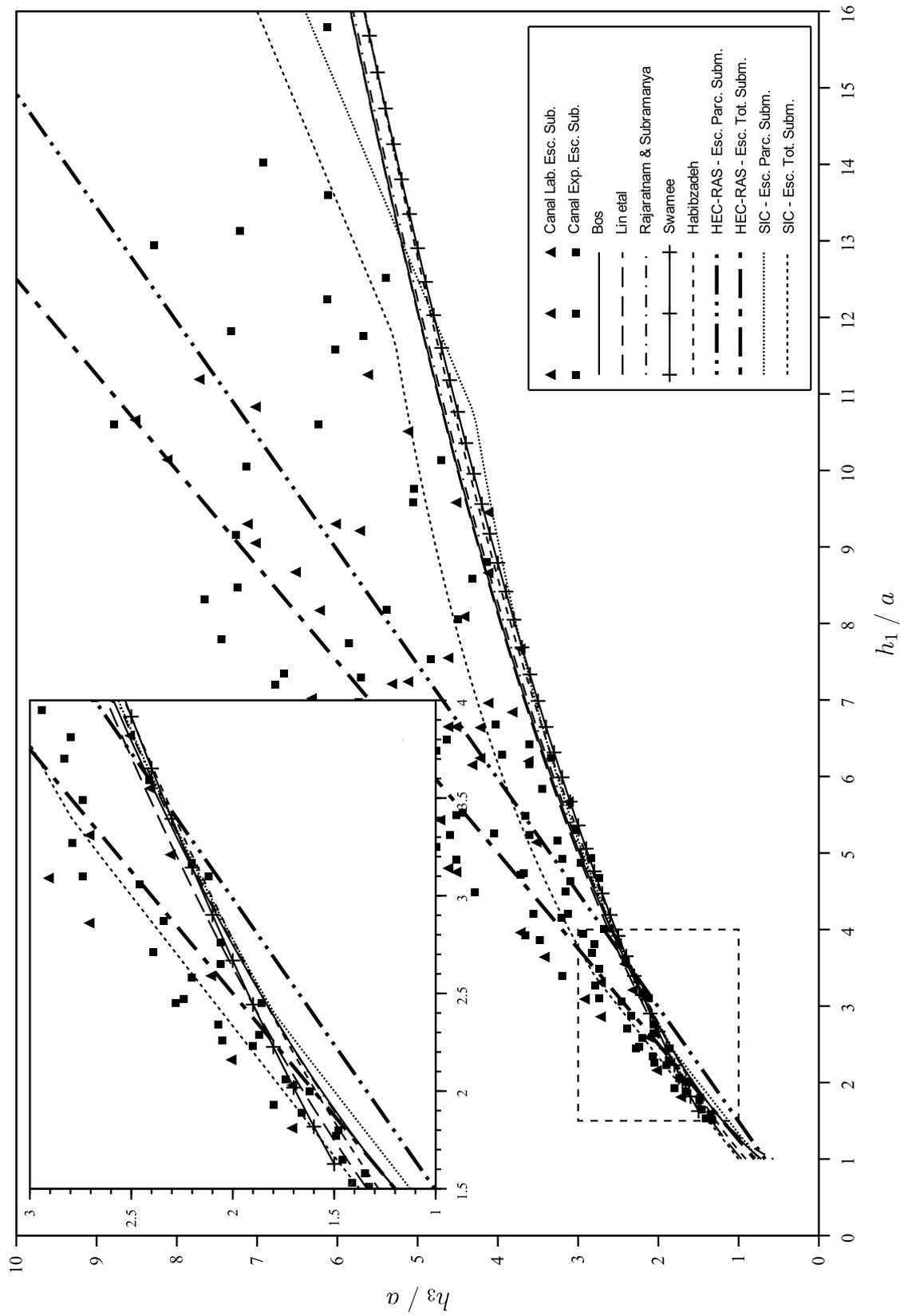


Figura 4.4.64 – Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso nas comportas planas verticais

As curvas de Swamee (1992) e Habibzadeh *et al.* (2011) são as que melhor classificam a transição para a generalidade dos resultados experimentais, no domínio de h_1/a .

Para $h_1/a \lesssim 3,5$, as curvas de Lin *et al.* (2002) e Swamee (1992) não classificam corretamente alguns dos resultados identificados experimentalmente como escoamento submerso. Para este domínio de funcionamento das comportas verticais sem soleira, as curvas de Bos (1989), Rajaratnam e Subramanya (1967a) e Habibzadeh *et al.* (2011) são as que caracterizam de forma mais adequada os resultados experimentais qualificados como escoamento submerso.

Em termos globais, a curva estabelecida por Habibzadeh *et al.* (2011) através da Eq. 2.2.41 é aquela que melhor identifica a transição entre escoamento livre e submerso para os resultados experimentais dos canais laboratorial e do experimental.

Os critérios utilizados pelo modelo HEC-RAS (HEC, 2010) e SIC (Baume *et al.*, 2005) apresentam como característica a possibilidade de subdividir o escoamento submerso em parcial e totalmente submerso. Da Figura 4.4.64, pode verificar-se que, para o modelo HEC-RAS, a transição para valores de $h_1/a \gtrsim 3,5$ começa a divergir substancialmente dos restantes métodos, podendo levar à escolha inadequada das equações da vazão no caso de comportas sem soleira.

A condição geral de transição é dada por $h_1 = 0,67 h_3$, que provavelmente corresponde à transição considerada na simulação de comportas em modelos computacionais de canais, para o qual consideram a existência de uma soleira espessa sob a comporta (Cunge e Woolhiser, 1975; Cunge *et al.*, 1980). As curvas dadas pelo modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) identificam adequadamente a transição entre escoamento livre e submerso numa forma geral. Para valores de $h_1/a \lesssim 3,5$, todos os valores são identificados de forma adequada.

Escoamento livre

Nesta secção, são analisados os resultados para o escoamento livre sob as comportas planas verticais dos canais laboratorial, do experimental e do Vale do Sorraia. Começa-se por analisar os resultados sobrepostos ao Ábaco de Henry e, em seguida, os diferentes métodos utilizados na determinação da vazão.

As Figuras 4.4.1 e 4.4.3 correspondem, respetivamente, aos resultados obtidos para os canais laboratorial e experimental sobrepostos ao Ábaco de Henry. Nas figuras, observa-se que, de forma geral, os resultados experimentais apresentam um bom ajustamento à curva correspondente ao escoamento livre.

Para simplificar a análise dos diferentes métodos, apresentam-se os resultados sintetizados do MAPE na Figura 4.4.65 e do MPE na Figura 4.4.66 obtidos para a situação

de escoamento livre nas comportas do canal laboratorial e do experimental.

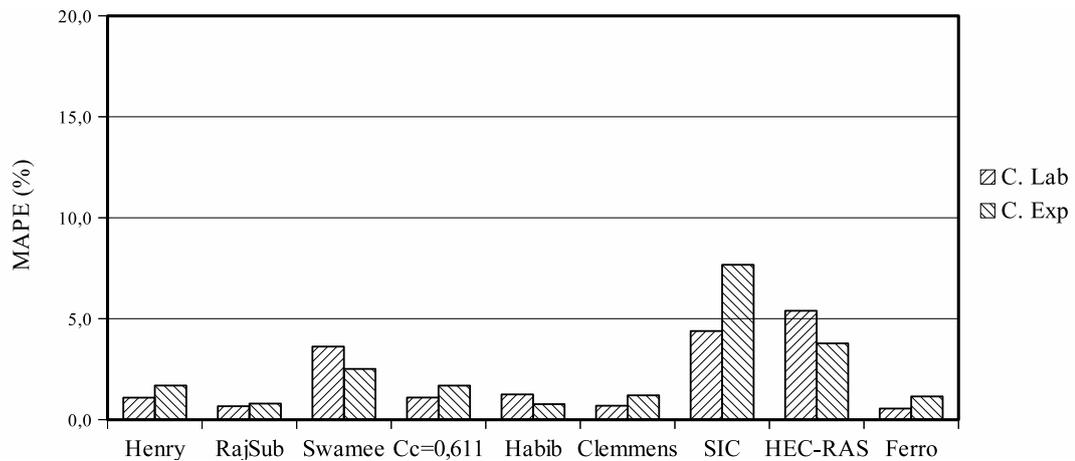


Figura 4.4.65 – Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo

A aplicação dos métodos de Rajaratnam e Subramany, 0,611, Habibzadeh, Clemmens e Ferro apresentam um MAPE inferior a 2,0%. Estes métodos também apresentam um MPE que varia entre -1,5% e 1,6%, que indica a medida em que os métodos subestimam ou sobrestimam a vazão. De forma geral, pode concluir-se que estes métodos apresentam um bom desempenho para o escoamento livre sob as comportas do canal laboratorial e do experimental.

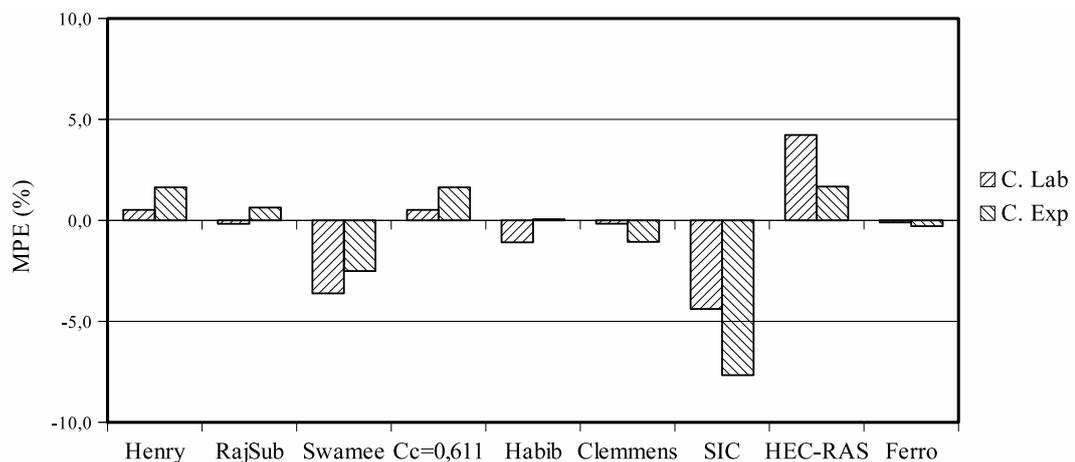


Figura 4.4.66 – Valores do MPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo

Embora o comportamento geral seja adequado, foi identificado para o método de Clemmens uma tendência para subestimar a vazão quando $h_1/a < 3$ para o regime de escoamento livre na comporta do canal experimental (Figura 4.4.21). No método de Ferro, ocorre um efeito semelhante, agora para os dois canais, mas de sentido inverso, também para $h_1/a < 3$ (Figuras 4.4.29 e 4.4.30).

A aplicação do método Henry apresenta um MAPE de 1,1% e um MPE de 0,5% para o canal laboratorial e, para o canal experimental, um MAPE de 1,7% e um MPE de 1,6%, demonstrando assim alguma tendência para sobrestimar a vazão. Este comportamento incide sobretudo para valores de $h_1/a < 6$ (Figuras 4.4.5 e 4.4.6).

O método de Swamee apresenta um MAPE de 3,6% e um MPE de -3,6% para o canal laboratorial e, para o experimental, um MAPE de 2,5% e um MPE de -2,5%, demonstrando assim uma tendência para subestimar a vazão. Da análise da Figura 2.2.6, constata-se esta tendência para subestimar a vazão. Este fenómeno já tinha sido identificado por Sepúlveda *et al.* (2009) e Habibzadeh *et al.* (2011).

Como se pode verificar na Figura 4.4.65, o modelo SIC é o que apresenta maiores erros para os canais laboratorial e experimental, para os quais foram obtidos um MAPE de 4,4% e 7,6% e um MPE de -4,4% e -7,6%, respetivamente. A determinação da vazão por este método apresenta uma tendência para subestimar o caudal. Por outro lado, o erro relativo obtido aumenta, com sinal negativo, quando a relação $h_1/a < 3$ diminui (Figuras 4.4.23 e 4.4.24).

Considerando a altura cinética $U_1^2/2g$ na Eq. 2.2.47 e calibrando o valor de C_V somente para escoamento livre, foram obtidas melhorias significativas no desempenho do modelo SIC, conforme se pode observar na Tabela 4.4.26. Contudo, a introdução da altura cinética na Eq. 2.2.47 requer o recurso a um processo iterativo para a avaliação da vazão, tornando a aplicação do método menos direta.

Nas Figuras 4.4.67 e 4.4.68, pode verificar-se que os erros obtidos na região de $h_1/a < 3$ para o modelo SIC diminuíram com a introdução da altura cinética na Eq. 2.2.47 em relação aos apresentados nas Figuras 4.4.23 e 4.4.24. Deste modo, os valores obtidos para o canal laboratorial e o experimental do MAPE foram de 0,9% e 0,7% e o MPE de 0,2% e 0,3%, respetivamente. Os valores da calibração foram de $C_V = 0,600$ com um $R^2 = 0,999$ para o canal laboratorial e de $C_V = 0,595$ com um $R^2 = 0,999$ para o experimental. Os valores obtidos dos C_V calibrados aproximam-se dos encontrados na bibliografia de referência (Lencastre, 1983; Quintela, 1991).

Tabela 4.4.26 – Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	0,007	0,999	0,999	0,999	0,001	0,120	0,155	0,170	0,927
Canal. Exp.	-0,524	0,984	0,999	0,983	0,029	0,207	0,262	0,251	0,751

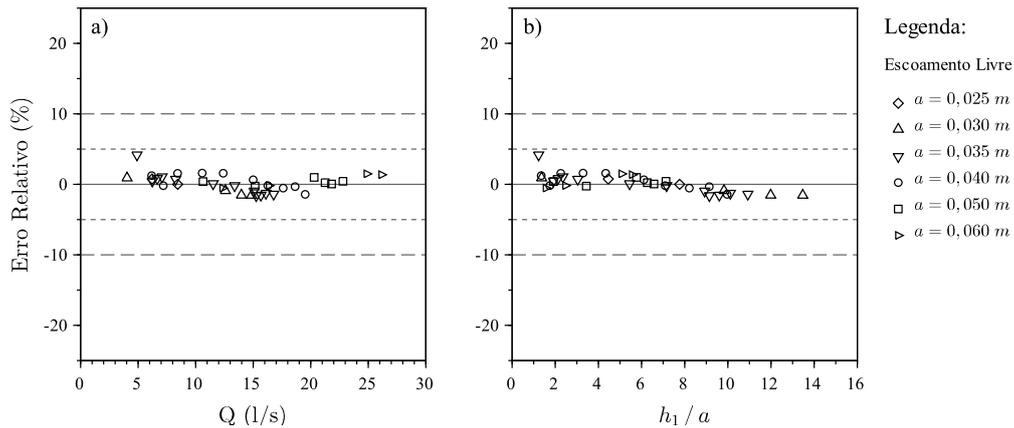


Figura 4.4.67 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47

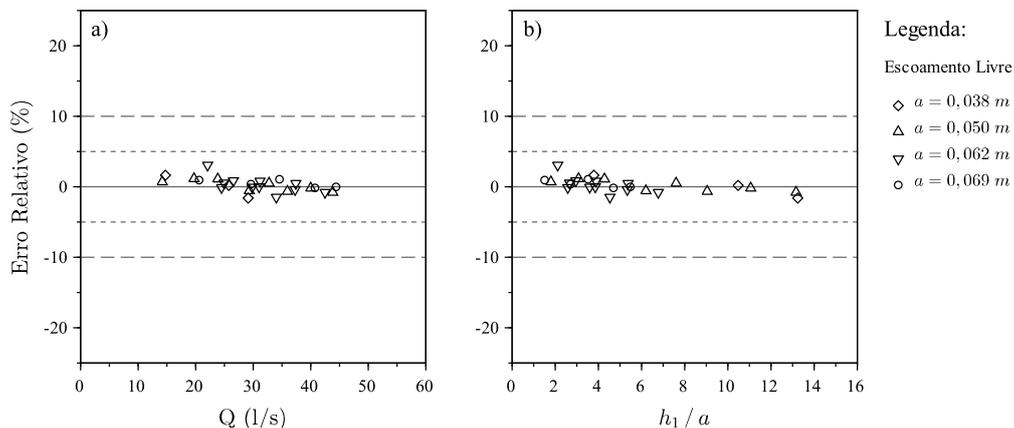


Figura 4.4.68 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental. Valores obtidos considerando a calibração do C_V só para escoamento livre e incluindo a altura cinética na Eq. 2.2.47

A vazão determinada pelo modelo HEC-RAS para as comportas do canal laboratorial e do experimental apresentam um MAPE de 5,4% e de 3,8% e um MPE de 4,2% e de 1,7%, respetivamente. O fraco desempenho do método é justificado pela utilização de um C_V constante. Como já foi referido anteriormente, o C_V é uma função de h_1/a , o que não é considerado na Eq. 2.2.51.

Na situação em estudo, considerou-se um C_V em função de h_1/a dado pela Eq. 2.2.17, que corresponde à curva do escoamento com ressalto livre no Ábaco de Henry.

O uso da Eq. 2.2.17 para o cálculo do C_V permite obter para o modelo HEC-RAS melhorias significativas nos indicadores de desempenho, conforme se demonstra na Tabela 4.4.27, obtendo-se um MAPE inferior a 1,5%.

Nas Figuras 4.4.69 e 4.4.70, apresentam-se os novos erros relativos obtidos com C_V variável para o modelo HEC-RAS. Verifica-se que existe uma tendência para subestimar

Tabela 4.4.27 – Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre na comporta. Valores obtidos considerando o C_V variável

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,099	0,995	0,999	0,995	-0,161	0,161	0,186	-1,285	1,285
Canal. Exp.	-0,029	0,996	0,999	0,995	-0,150	0,240	0,304	-0,484	0,757

a vazão conforme indiciam os MPE calculados, cujos valores são de -1,3% para o canal laboratorial e de -0,5% para o experimental.

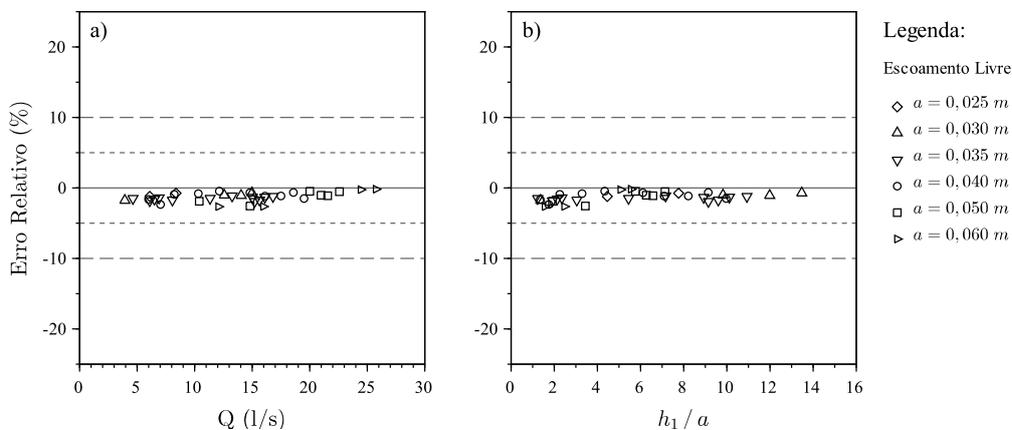


Figura 4.4.69 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal laboratorial considerando C_V variável

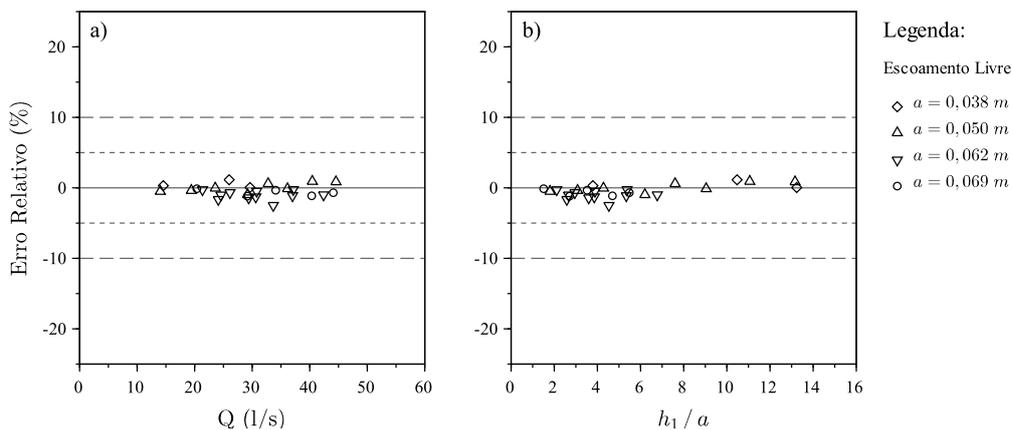


Figura 4.4.70 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre na comporta do canal experimental considerando C_V variável

Na Figura 4.4.2, verifica-se que, para as comportas do Vale do Sorraia, alguns dos resultados se afastam da curva correspondente ao escoamento livre.

Da análise aos resultados que se apresentam na Figura 4.4.71, correspondentes ao escoamento livre sob as comportas do Vale do Sorraia, verifica-se que, nos métodos de Henry, Rajaratnam e Subramany, 0,611, Habibzadeh, Clemmens e Ferro, a comporta da Estação de Montalvo 1 (EM1) é a que apresenta melhores indicadores de desempe-

no, nalguns casos semelhantes aos obtidos para as comportas dos canais laboratorial e experimental.

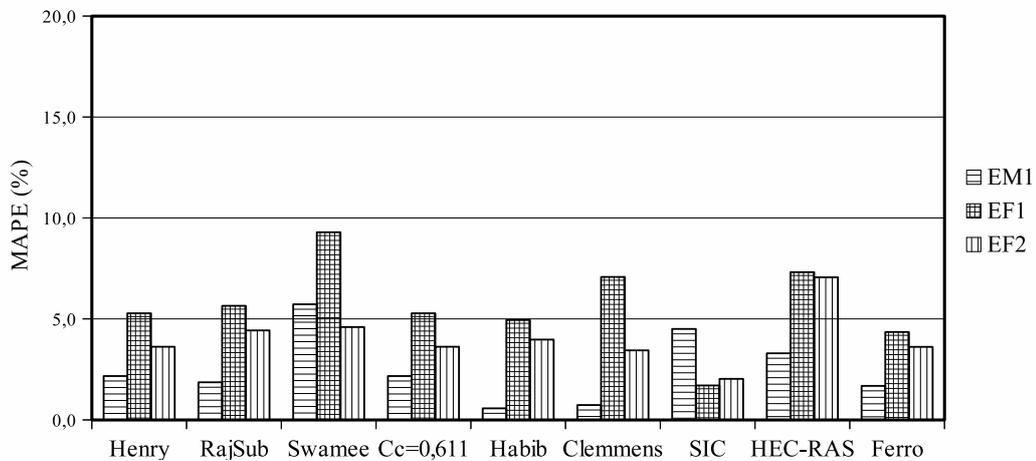


Figura 4.4.71 – Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento livre nas comportas do Vale do Sorraia, para diferentes métodos de cálculo

As comportas da Estação da Foz 1 e 2 apresentam indicadores de desempenho com piores resultados para os métodos referidos. Estes resultados devem-se a que, de forma sistemática, os dados correspondentes à Estação da Foz 1 (\circ - EF1) e da Estação da Foz 2 (\triangleleft - EF2) apresentam erros relativos mais elevados.

O método Swamee apresenta uma propensão para subestimar a vazão para as comportas dos canais laboratorial e experimental (Figuras 4.4.11 a 4.4.13).

O modelo SIC contraria a tendência dos restantes métodos, tendo sido obtidos piores resultados para a Estação de Montalvo e melhores para as comportas da Estação da Foz (Tabela 4.4.9). Por outro lado, o modelo do HEC-RAS segue a tendência dos outros métodos, mas com resultados mais penalizadores. A utilização ou não utilização de um C_V em função de h_1/a , pode justificar o mau desempenho dos resultados obtidos.

As comportas do Vale do Sorraia analisadas neste trabalho apresentam relações h_1/a muito baixas, para as quais as comportas começam a deixar de controlar a vazão. Apresentam valores do F_r (Tabela 4.4.1) elevados, da ordem de 0,5, o que corresponde ao limite a partir do qual as estruturas de medição podem apresentar problemas de degradação da sua precisão.

Escoamento submerso

As Figuras 4.4.1 e 4.4.3 correspondem à sobreposição dos resultados obtidos para os canais laboratorial e experimental sobre o Ábaco de Henry. Nelas pode observar-se em que medida os resultados experimentais do escoamento submerso sob comporta se ajustam às curvas do ábaco. Verifica-se que, de modo geral, os resultados se ajustam adequadamente.

Nas Figuras 4.4.72 e 4.4.73, apresentam-se resumos do MAPE e do MPE, respectivamente, obtidos para o escoamento submerso nas comportas dos canais laboratorial e experimental. Verifica-se que, para os métodos utilizados, os erros obtidos são superiores aos do escoamento livre (Figura 4.4.65).

Os métodos de Rajaratnam e Subramany, Habibzadeh, Clemmens e Ferro exibem um MAPE inferior a 4% e uma pequena tendência generalizada para sobrestimar a vazão (Figura 4.4.73).

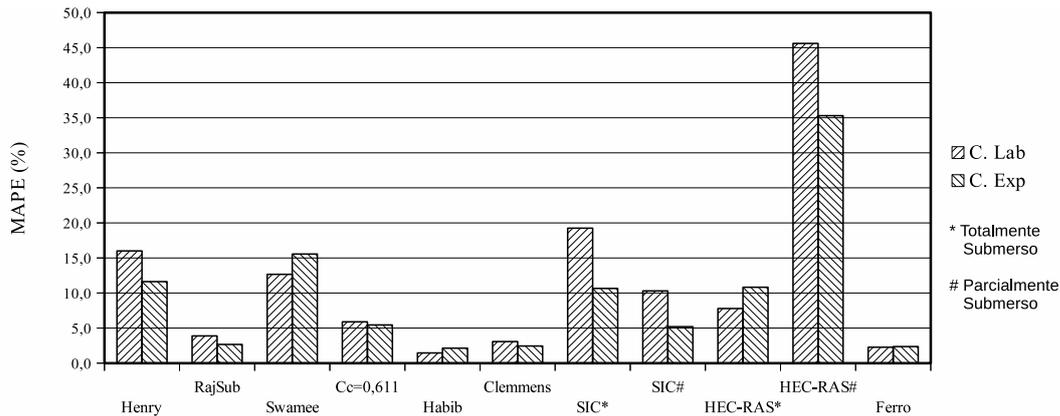


Figura 4.4.72 – Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo

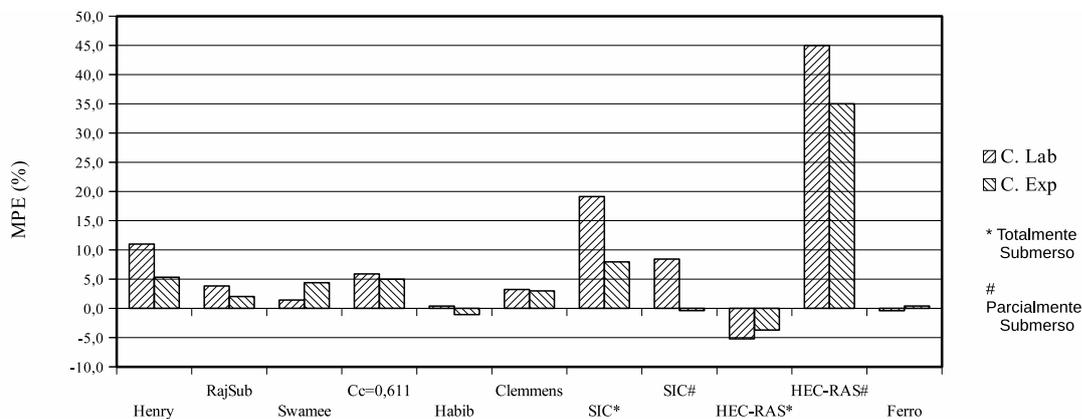


Figura 4.4.73 – Valores do MPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do canal laboratorial e do experimental, para diferentes métodos de cálculo

Para o método de Henry, os indicadores de desempenho foram mais penalizantes, exibindo um MAPE de 16% para a comporta do canal laboratorial e de 11,6 % para o experimental (Figura 4.4.72). Nas Figuras 4.4.74 e 4.4.75 pode observar-se a distribuição dos erros relativos absolutos em função de h_3/h_1 com o método de Henry. Constata-se a maior predominância de erros para valores elevados de h_3/h_1 . Esta tendência já tinha sido identificada por Bos (1989).

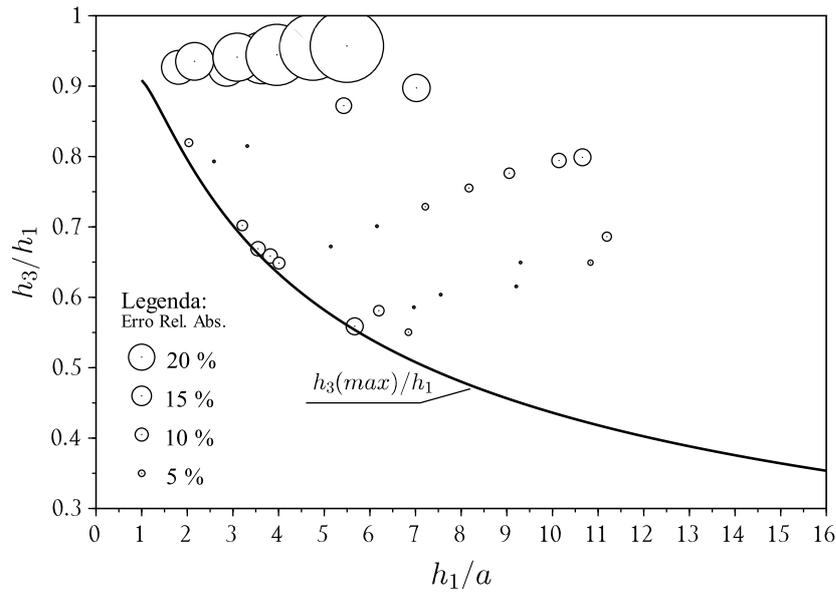


Figura 4.4.74 – Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial pelo método de Henry, em função de h_3/h_1

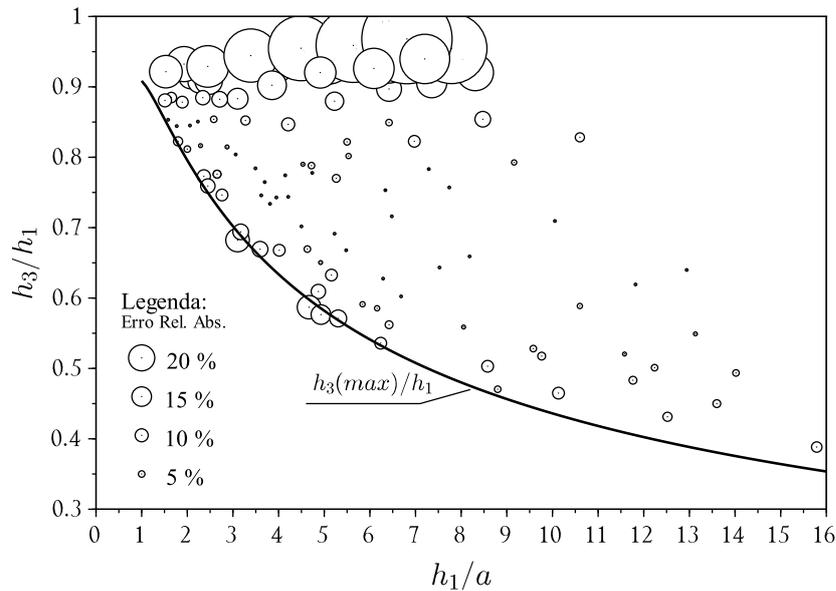


Figura 4.4.75 – Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental pelo método de Henry, em função de h_3/h_1

Devido aos resultados obtidos pelo método Henry na determinação da vazão para escoamento com ressalto submerso, testou-se a Eq. 4.4.6 apresentada por Yen *et al.* (2001) em substituição da Eq. 2.2.18 proposta por Henry (1950) para calcular h'_2 ,

$$\frac{h'_2}{h_1} = \frac{2(\Psi - \Phi)}{\Psi^2 - 1} + \sqrt{\left[\frac{2}{\Psi^2 - 1} (\Psi - \Phi) \right]^2 - \left[1 - \left(\frac{1}{\Phi} \right)^2 \right]} \quad (4.4.6)$$

em que $\Phi = \frac{h_1}{h_3}$ e $\Psi = \frac{h_1}{C_c a}$ são os parâmetros adimensionais utilizados na Eq. 4.4.6.

A utilização da Eq. 4.4.6 no método Henry conduziu a uma melhoria dos resultados. Verifica-se uma redução nos valores de MAPE e os de MPE continuam a indicar uma tendência para sobrestimar a vazão quando se comparam os agora obtidos (Tabela 4.4.28) com os anteriormente obtidos (Tabela 4.4.14).

Tabela 4.4.28 – Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso na comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	-0,224	1,098	0,990	0,902	0,386	0,386	0,475	5,881	5,881
Canal. Exp.	-0,070	1,053	0,983	0,934	1,023	1,144	1,679	4,947	5,412
V.Sa.PA2CGPM	*	*	*	*	419,4	419,4	464,7	15,53	15,53
V.Sa.PA3	*	*	*	*	-2,858	2,858	3,821	-2,466	2,466
V.Sa.C3	*	*	*	*	36,29	36,29	39,73	9,85	9,855

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

Nas Figuras 4.4.76 e 4.4.77, relativas aos canais laboratorial e experimental, verifica-se que diminuiu a tendência de erros relativos grandes para valores elevados de h_3/h_1 , embora essa tendência ainda se mantenha, mas de forma menos acentuada em comparação com as Figuras 4.4.32 e 4.4.33. Verificam-se, também, melhores resultados dos indicadores de desempenho (Tabela 4.4.28) para as comportas do Vale do Sado, o que é bem visível comparando a Figura 4.4.78 com a Figura 4.4.34.

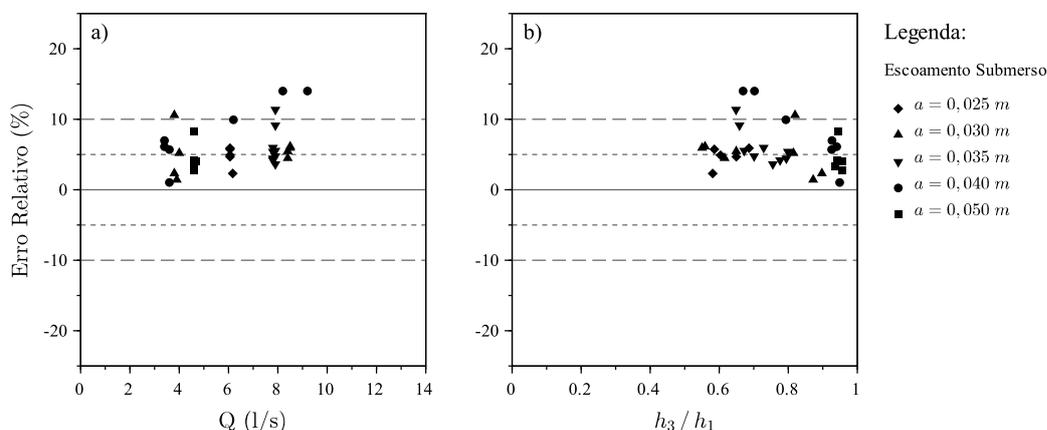
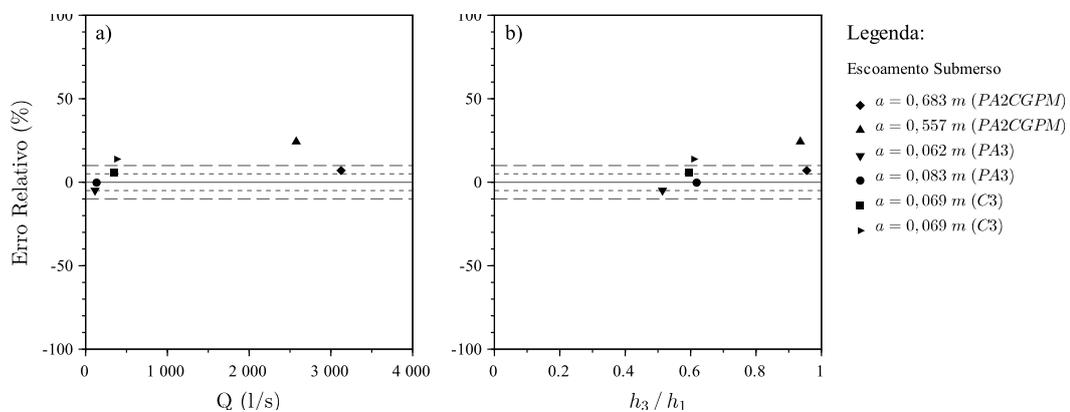
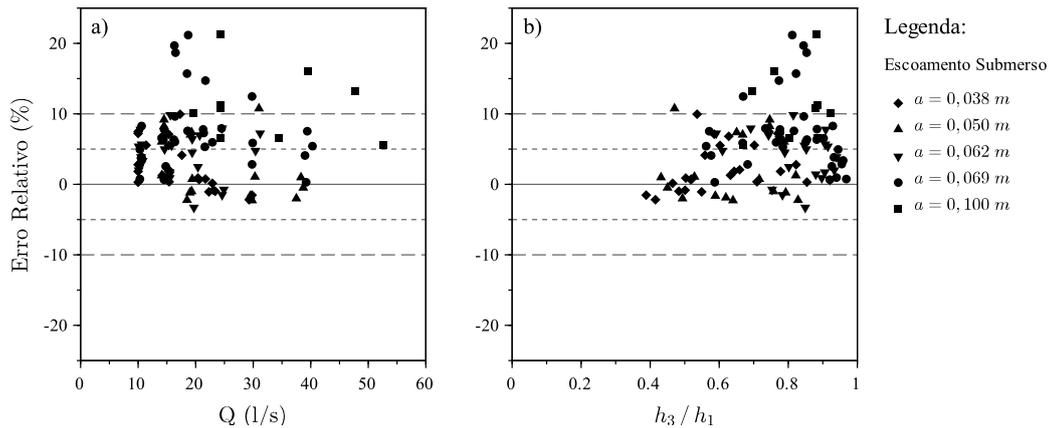


Figura 4.4.76 – Método Henry com Eq. 4.4.6 de Yen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial



Para o método de Swamee, os indicadores de desempenho apresentam um MAPE de 13% para a comporta do canal laboratorial e de 15,5 % para o experimental (Figura 4.4.72).

As Figuras 4.4.79 e 4.4.80, apresentam os erros relativos absolutos obtidos no método de Swamee em função do grau de submersão. Os erros obtidos mostram uma tendência para aumentar com o grau de submersão. Este tipo de comportamento está seguramente relacionado com a metodologia que Swamee (1992) utilizou no desenvolvimento das suas equações tendo por base o ábaco de Henry (1950). Verifica-se que os maiores erros estão associados à zona de transição entre o escoamento livre e o submerso, assim como para h_3/h_1 elevados quando $h_1/a > 5$. Este comportamento já tinha sido evidenciado anteriormente por Sepúlveda (2007) e Belaud *et al.* (2009).

O método $C_c = 0,611$ apresenta um MAPE de cerca de 6% (Figura 4.4.72) e um MPE também da ordem dos 6% (Figura 4.4.73), o que indica uma tendência para sobrestimar o caudal. Da análise da Figura 4.4.42, verifica-se que os erros obtidos tendem a aumentar em função de h_3/h_1 .

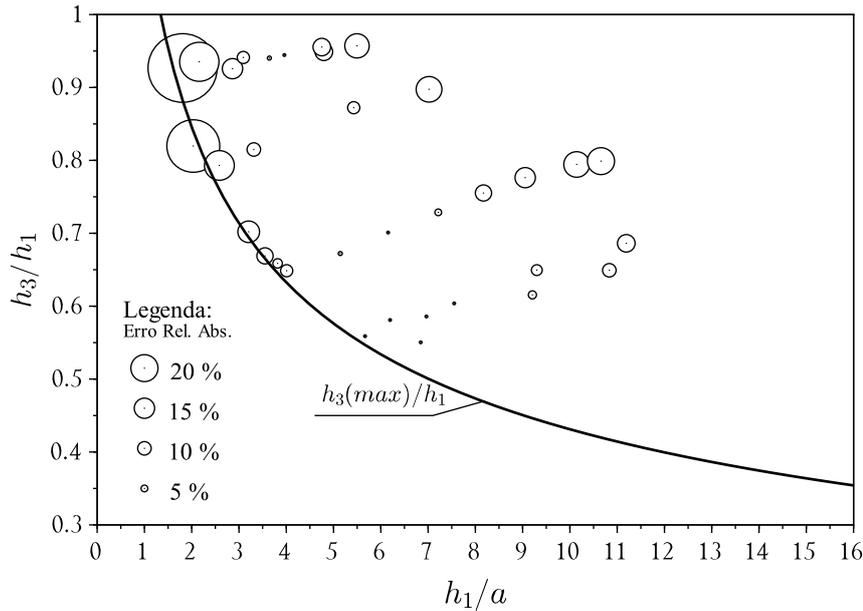


Figura 4.4.79 – Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal laboratorial pelo método de Swamee em função de h_3/h_1

Devido ao fato de o C_V utilizado pelo modelo SIC ser o mesmo para as condições de escoamento livre e submerso, isto, só por si, pode influenciar o desempenho do método. O MAPE obtido para as comportas dos canais laboratorial e do experimental em condições de escoamento parcialmente submerso foram respectivamente 10,3% e 5,2% (Figura 4.4.72). No caso do escoamento totalmente submerso, os valores do MPE foram de 19,1% e 7,9% (Tabela 4.4.21). Os valores do MPE obtidos indicam uma tendência para sobrestimar a vazão (Figura 4.4.73).

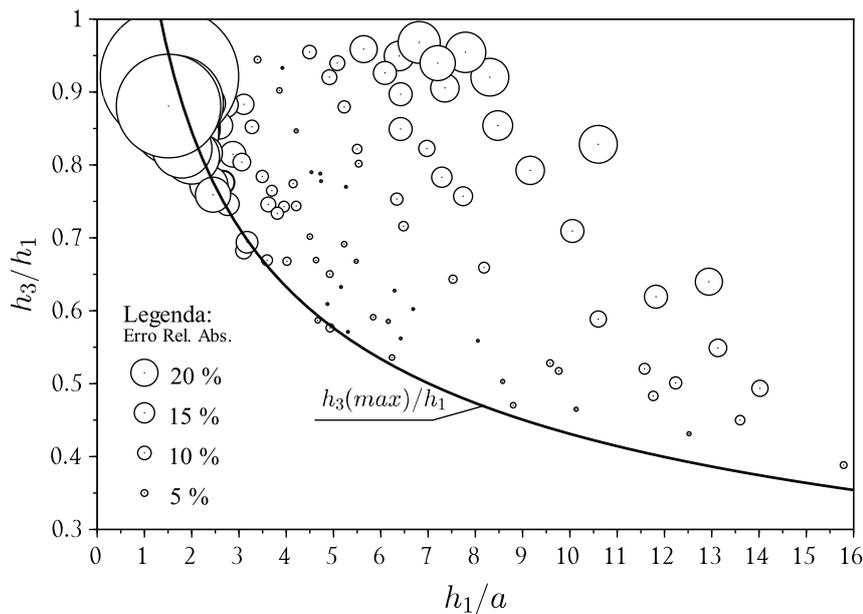


Figura 4.4.80 – Erros relativos absolutos obtidos para a situação de escoamento submerso na comporta do canal experimental pelo método de Swamee em função de h_3/h_1

Para avaliar a influência do C_V na determinação da vazão para escoamento parcial e totalmente submerso com o modelo SIC, foram recalculados estes regimes de escoamento, considerando calibrações distintas do valor de C_V . Os valores obtidos para os C_V calibrados encontram-se na Tabela 4.4.29.

Tabela 4.4.29 – Modelo SIC: Coeficientes C_V calibrados para as situações de escoamento parcial e totalmente submerso

Escoamento	Canal	C_V	R^2
Parcialmente submerso	Laboratorial	0,528	0,978
	Experimental	0,547	0,982
Totalmente submerso	Laboratorial	0,491	0,940
	Experimental	0,529	0,949

Os novos indicadores de desempenho para o modelo SIC são sintetizados na Tabela 4.4.30. Como se pode verificar, os valores do MAPE para escoamento parcialmente submerso são inferiores a 6% para as comportas dos canais laboratorial e experimental e, para o escoamento totalmente submerso, inferiores a cerca de 9%.

Tabela 4.4.30 – Modelo SIC: indicadores de desempenho para a situação de escoamento parcial e totalmente submerso na comporta. Valores obtidos considerando a calibração do C_V para escoamento parcial e totalmente submerso

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Escoamento parcialmente submerso									
Canal. Lab.	-0,001	1,131	0,978	0,865	0,000	0,000	0,000	-2,166	5,180
Canal. Exp.	-0,001	1,049	0,982	0,936	0,000	0,001	0,001	-1,624	4,846
Escoamento totalmente submerso									
Canal. Lab.	0,000	1,066	0,940	0,881	0,000	0,000	0,001	-1,603	7,810
Canal. Exp.	0,001	0,974	0,949	0,924	0,000	0,001	0,002	0,938	8,795

Nas Figuras 4.4.81 e 4.4.82 apresentam-se os erros relativos obtidos na determinação da vazão com o modelo SIC e usando os novos C_V calibrados na situação de escoamento parcialmente submerso. Nas Figuras 4.4.83 e 4.4.84 faz-se o mesmo, mas agora para a situação de escoamento totalmente submerso.

Para o escoamento parcialmente submerso, verifica-se uma tendência para subestimar a vazão, principalmente quando aumenta h_3/h_1 , situação que se já verificava antes da calibração do C_V para os diferentes regimes de escoamento, havendo contudo uma pequena melhoria dos indicadores de desempenho como já tinha sido referido. Para o escoamento totalmente submerso, verifica-se também uma pequena melhoria dos indicadores de desempenho. No entanto, os erros relativos mantêm a tendência de aumentar com h_3/h_1 .

Da análise das Figuras 4.4.81 a 4.4.84 e com base nos baixos valores do MPE (Tabela 4.4.30), pode constatar-se que os erro anulam-se entre si, influenciando deste modo o comportamento dos indicadores de desempenho com C_V calibrado para escoamento

parcial e totalmente submerso. Os erros relativos máximos são de $\pm 20\%$, bastante elevados em comparação com os obtidos pelos outros métodos. Aparentemente, o esforço no tratamento do escoamento como parcial ou totalmente submerso não se traduz numa melhoria do desempenho do modelo SIC.

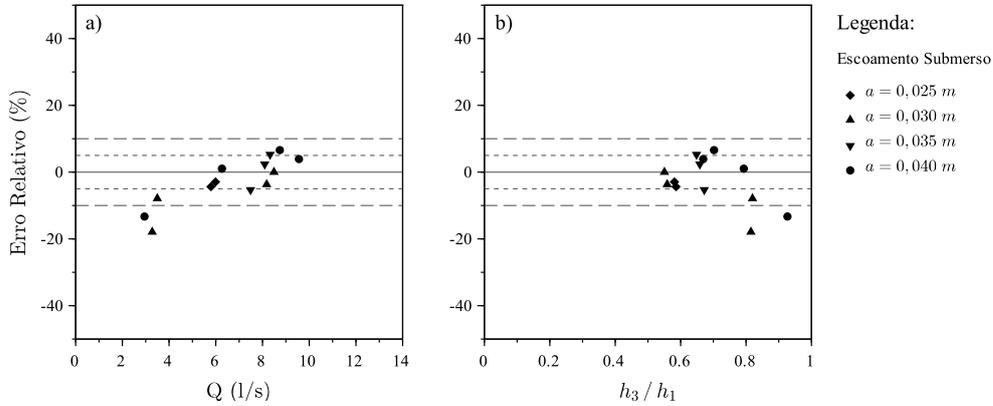


Figura 4.4.81 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial após calibração do C_V

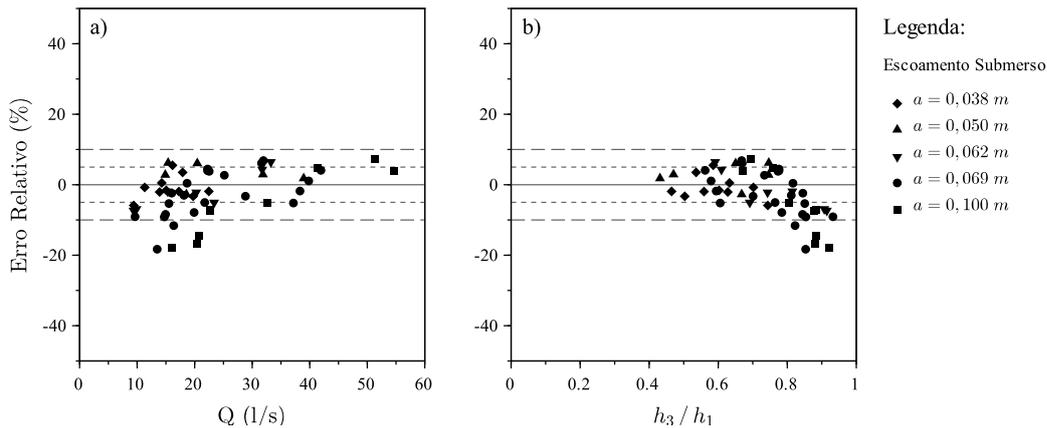


Figura 4.4.82 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental após calibração do C_V

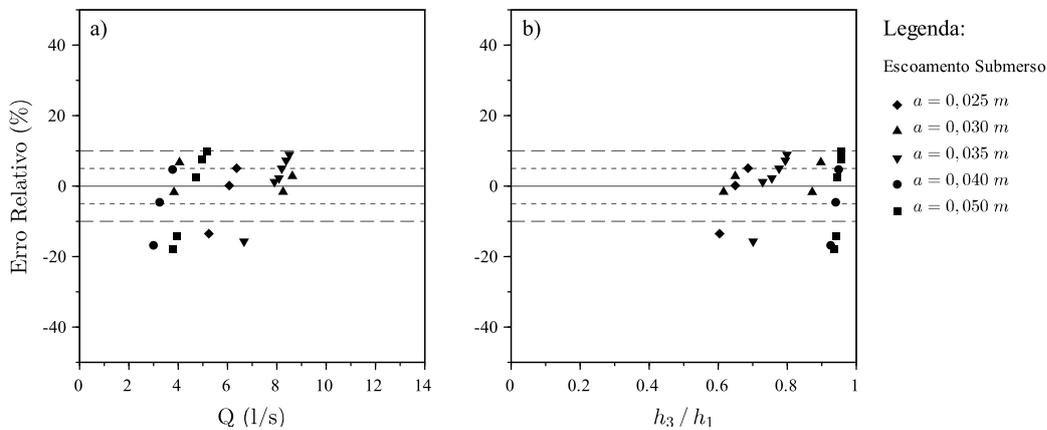


Figura 4.4.83 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal laboratorial após calibração do C_V

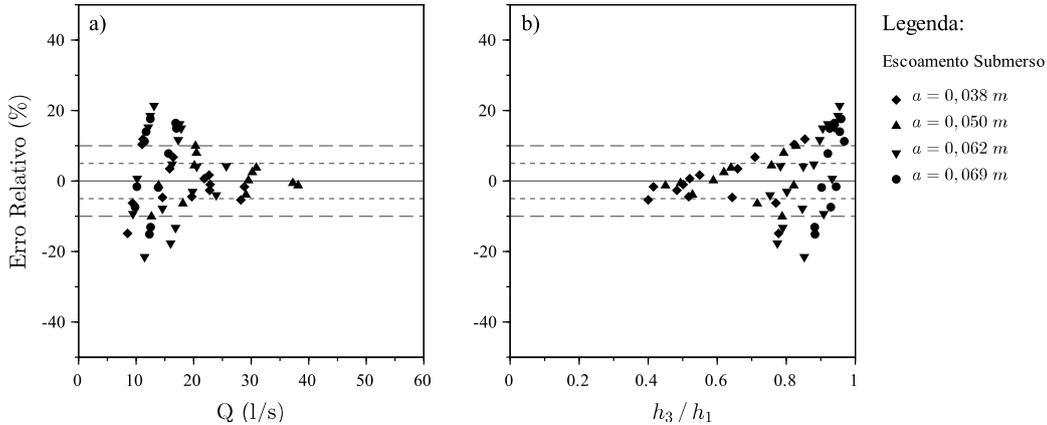


Figura 4.4.84 – Modelo SIC: erros relativos obtidos na situação de escoamento totalmente submerso na comporta do canal experimental após calibração do C_V

Da observação das Figuras 4.4.55 e 4.4.56, que correspondem à aplicação do modelo HEC-RAS às comportas do canal laboratorial e do canal experimental para a situação de escoamento parcialmente submerso, verifica-se um grande desvio relativamente aos valores esperados. Os indicadores de desempenho da Tabela 4.4.23 traduzem isso, apresentando um $MAPE = 45,7\%$ para o canal laboratorial e um $MAPE = 35,3\%$ para o canal experimental.

Devido aos desvios obtidos para o modelo HEC-RAS na situação de escoamento parcialmente submerso, recalcularam-se os caudais. Inicialmente, foi analisada a possibilidade de utilizar o C_V correspondente ao escoamento totalmente submerso. No entanto, os erros obtidos foram semelhantes. Os melhores resultados foram conseguidos substituindo a equação para o escoamento parcialmente submerso (Eq. 2.2.52) pela equação do escoamento totalmente submerso (Eq. 2.2.53), ou seja, não diferenciando entre escoamento parcial e totalmente submerso. O resultado dos indicadores de desempenho estão resumidos na Tabela 4.4.31.

Tabela 4.4.31 – Modelo HEC-RAS: indicadores de desempenho para a situação de escoamento parcialmente submerso na comporta. Valores obtidos considerando a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal. Lab.	1,063	0,855	0,586	0,501	-0,033	0,624	0,714	-0,227	8,137
Canal. Exp.	1,805	0,916	0,948	0,868	-0,255	1,534	2,199	-0,123	5,894

Nas Figuras 4.4.85 e 4.4.86, pode verificar-se o melhor comportamento da Eq. 2.2.53, para as quais foram obtidos respetivamente o $MAPE = 8,1\%$ e $MAPE = 5,9\%$. Embora com uns indicadores melhores, continua a existir uma grande dispersão dos erros. Na caso do canal laboratorial, os erros relativos máximos são da ordem de $\pm 15\%$

e no experimental de $\pm 20\%$.

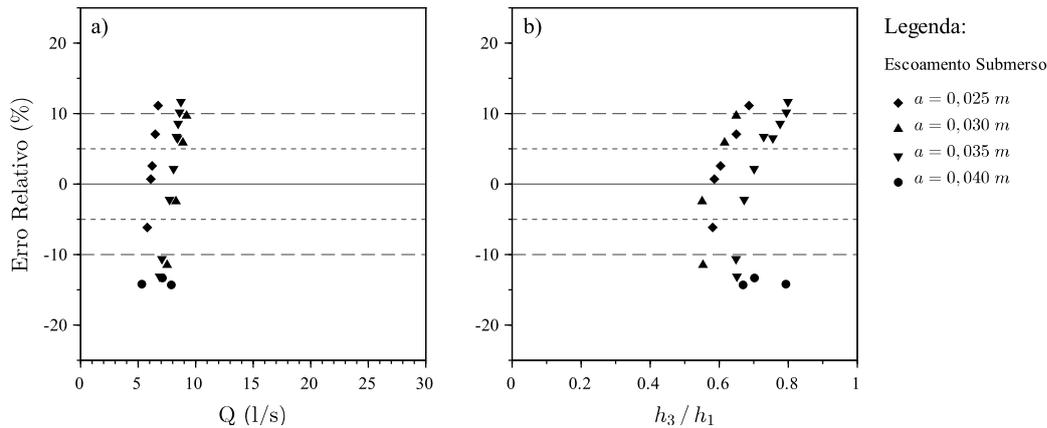


Figura 4.4.85 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal laboratorial, calculado com a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso

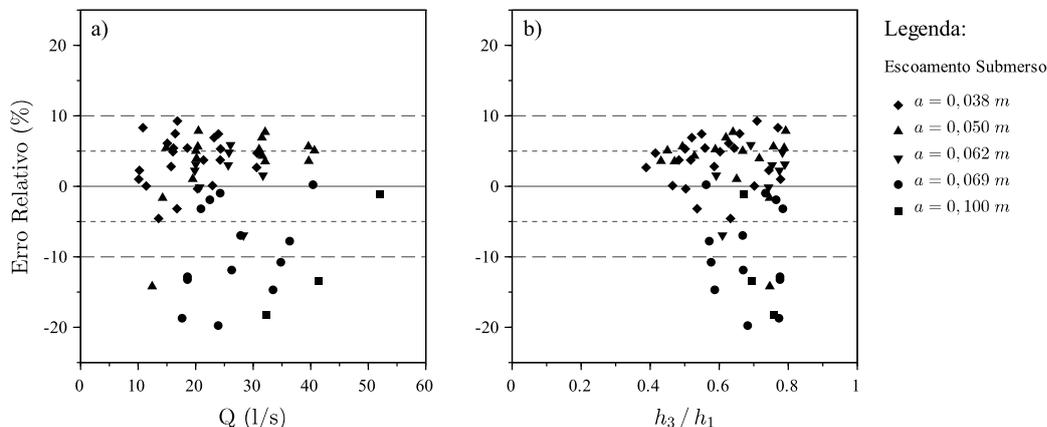


Figura 4.4.86 – Modelo HEC-RAS: erros relativos obtidos na situação de escoamento parcialmente submerso na comporta do canal experimental, calculado com a Eq. 2.2.53 e o C_V do escoamento totalmente submerso

Na Tabela 4.4.23, verifica-se que, para o escoamento totalmente submerso usando o modelo de HEC-RAS, os valores do MAPE para os canais laboratorial e experimental são, respetivamente, de 7,7% e 10,8%. Os valores do MPE foram de -5,2% e -3,7% e indicam que o método subestima a vazão. Da Figuras 4.4.57 e 4.4.58, verifica-se que os erros relativos máximos são bastante elevados.

Em resumo, o modelo do HEC-RAS apresenta um fraco desempenho na determinação da vazão quando o regime de escoamento é submerso. Embora o método subdivida o tratamento do escoamento submerso em parcial e totalmente submerso, os resultados obtidos apresentam um fraco desempenho. Este desempenho prende-se com o fato de o método utilizar um C_V constante. Para se obterem melhores resultados, seria necessário, à semelhança do escoamento livre, utilizar um C_V variável.

Analisando o Ábaco de Henry sobre o qual foram sobrepostos os resultados relativos às comportas do canal do Vale do Sado em regime de escoamento submerso (Figura 4.4.4), verifica-se que, para as comportas do Nó das Romeiras (PA2-CGPM) e do Distribuidor

do Matinho (C3), um dos registos de cada uma das comportas não é consistente com o comportamento das curvas do ábaco.

Verifica-se ainda que, para os métodos de Rajaratnam e Subramany, 0,611, Habibzadeh, Clemmens os resultados correspondentes à comporta do Nó das Romeiras (▲ - PA2 CGPM) e do Distribuidor do Matinho (► - C3) sobrestimam a vazão, de forma sistemática. Analisando a Figura 4.4.87, verifica-se que estas duas comportas apresentam um MAPE elevado comparativamente com os valores obtidos para os canais laboratorial e experimental (Figura 4.4.72).

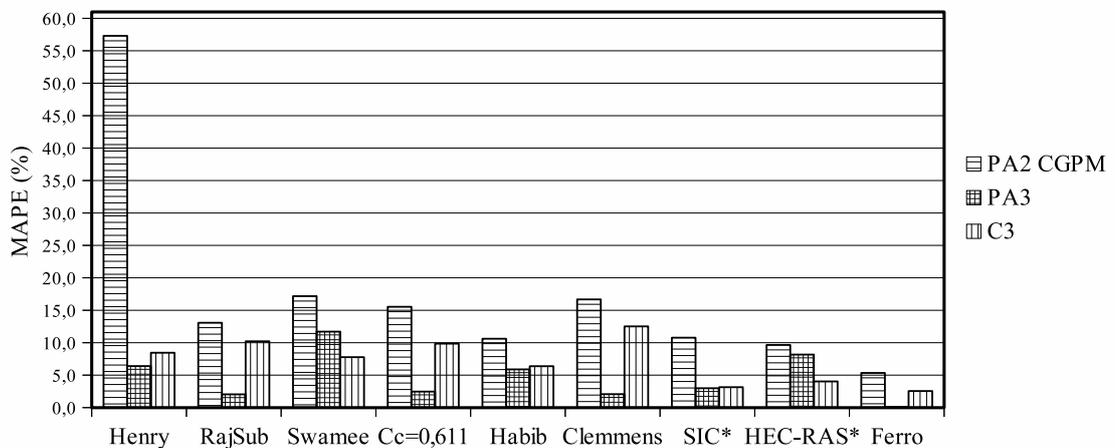


Figura 4.4.87 – Valores do MAPE obtidos na situação de escoamento submerso nas comportas do Vale do Sado, para diferentes métodos de cálculo

O método de Swamee aplicado às comportas do Vale do Sado e à semelhança dos canais laboratorial e do experimental também apresenta uma tendência para obter maiores erros quando aumenta h_3/h_1 .

Para o modelo SIC, devido à calibração do C_V só levar em consideração dois registos para cada comporta, os erros obtidos tendem a ser distribuídos de forma uniforme, dando origem a melhores resultados em comparação com os obtidos para os canais laboratorial e o experimental. Um efeito semelhante acontece com o modelo HEC-RAS, aplicado às comportas do Vale do Sado.

No que respeita o método de Ferro e embora os erros obtidos sejam dos mais baixos para o escoamento submerso, a calibração através da regressão não linear dos parâmetros m , n , α , β , ω e k pode originar diferentes soluções consoante o ponto inicial escolhido. Os parâmetros calibrados estão dentro da gama de valores obtidos por Bijankhan *et al.* (2012).

4.5 Soleira do tipo WES

Nesta secção, apresentam-se os resultados da vazão sobre soleiras do tipo WES nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso. São analisadas as soleiras do canal laboratorial de declive variável e do canal experimental automático.

Os valores máximos e mínimos obtidos para o R_e e para o F_r são apresentados na Tabela 4.5.1, dados respetivamente pela Eq. 2.1.1 e pela Eq. 2.1.2. R_e foi determinado na crista das soleiras e o F_r na secção imediatamente a montante das soleiras.

Tabela 4.5.1 – Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos nas soleiras do tipo WES

Canal	Escoamento livre				Escoamento submerso			
	$R_e \times 10^4$		F_r		$R_e \times 10^4$		F_r	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Laboratorial	2,8	18,8	0,03	0,31	4,2	8,9	0,05	0,23
Experimental	4,4	26,5	0,03	0,09	4,9	26,8	0,03	0,14

Para a determinação da vazão nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso, são utilizados os métodos apresentados na secção 2.3. Os métodos são denominados com o nome dos autores que os desenvolveram ou pelos modelos que o suportam. Os resultados são apresentados tendo por base os cálculos realizados para cada método, expressos pelos indicadores de desempenho e pelos erros relativos obtidos na determinação da vazão.

Os métodos utilizados na avaliação da vazão com ressalto livre foram: Lemos (1981); USBR (1987); modelo SIC para soleiras baixas e altas (Baume *et al.*, 2005); Ansar e Chen (2009). Para a situação de escoamento submerso utilizaram-se os métodos: USBR (1987); Skogerboe *et al.* (1967); Creager *et al.* (1968); modelo SIC para soleiras baixas e altas (Baume *et al.*, 2005); Ansar e Chen (2009). Também são descritos os procedimentos específicos que possibilitam a implementação de cada um dos métodos. Os resultados obtidos para cada uma das soleiras foram agrupados para as situações de escoamento livre e submerso.

4.5.1 Escoamento livre

Passam-se a apresentar os resultados da vazão na situação de escoamento livre. Foram organizados segundo o método de cálculo usado nas soleiras do canal laboratorial e do canal experimental.

Método Lemos

Tendo por base as curvas para soleiras do tipo WES com paramento de montante inclinado (Figura 2.3.10) obtidas por Lemos (1981) e que permitem a determinação do C_V em função de H_1/H_d , determinou-se o C_V a utilizar na Eq. 2.3.20. No cálculo do C_V foi considerada a altura cinética na determinação da carga a montante nos casos das soleiras de altura 0,050 m do canal laboratorial e de altura 0,100 m do canal experimental. Não foi considerada a altura cinética na determinação do C_V da soleira de altura 0,165 m do canal laboratorial e na de 0,300 m do canal experimental. A consideração da altura cinética deve-se à influência exercida pelo rasto de montante quando $P_1/H_d \leq 1,33$ sobre o escoamento (USBR, 1987).

As vazões foram determinadas considerando a variação do C_V dada pelas curvas relativas ao paramento de montante inclinado de $m = 2$ e de $m = 3$ (Figura 2.3.10), respetivamente, para as soleiras do canal laboratorial e do canal experimental. No caso das soleiras do canal experimental, devido ao efeito da contração lateral (Figura 3.2.6), foi determinada a largura efetiva da veia líquida pela Eq. 2.3.23.

Para verificar o limite modular, situação em que o escoamento é livre, os resultados foram comparados com os da curva da Figura 2.3.18, obtida experimentalmente por Grace (1963). De modo a sistematizar o cálculo, a partir dos pontos digitalizados da curva da Figura 2.3.18, utilizou-se uma regressão pelo método dos mínimos quadrados, obtendo-se a Eq. 4.5.1 com um $R^2 = 0,999$.

$$\frac{h_3}{h_1} = \left(0,945 - 0,176 \frac{h_1}{H_d} \right)^{16,4} + 0,402 \quad (4.5.1)$$

Os indicadores de desempenho que permitem avaliar o comportamento das soleiras utilizadas no presente estudo usando as curvas de Lemos (1981) encontram-se sintetizados na Tabela 4.5.2 e a representação gráfica dos erros relativos faz-se nas Figuras 4.5.1.a e 4.5.1.b.

Tabela 4.5.2 – Método Lemos: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,046	1,032	0,999	0,969	0,116	0,116	0,132	2,117	2,117
$P = 0,165$	0,027	1,012	0,999	0,988	0,141	0,141	0,167	1,690	1,690
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,083	0,981	0,998	0,979	-0,268	0,268	0,291	-2,743	2,743
$P = 0,300$	-0,389	1,014	0,999	0,985	0,007	0,359	0,424	-0,372	1,568

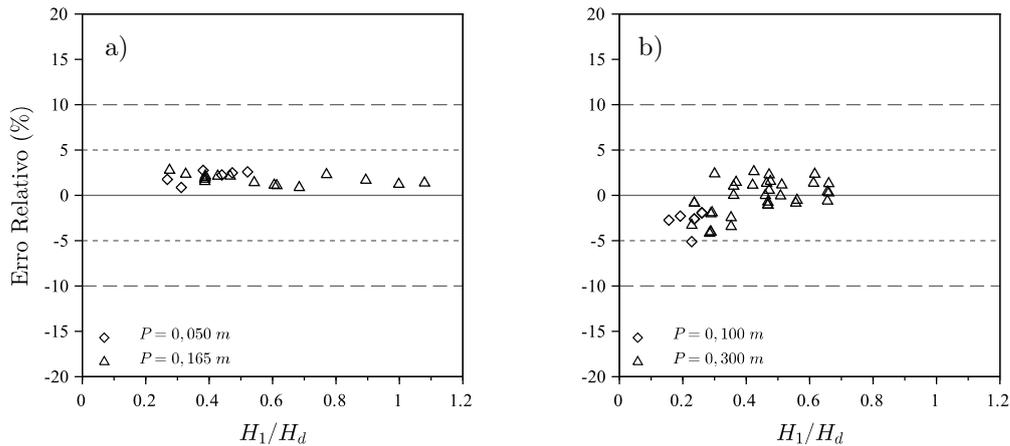


Figura 4.5.1 – Método Lemos: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método USBR

Para determinar a vazão através do método do USBR (1987) sobre soleiras com ressalto livre (Eq. 2.3.20), é necessária a determinação do C_V dado pela Eq. 2.3.24. O valor de C_V neste método vem em função: do coeficiente de vazão C_P obtido da Figura 2.3.11; da influência da carga hidráulica C_w/C_P no coeficiente de vazão, determinada a partir da Figura 2.3.12; da influência da inclinação do paramento de montante C_{wi}/C_{wv} no coeficiente de vazão, dada pelas curvas da Figura 2.3.13.

Foram utilizados os resultados experimentais que verificavam o limite modular, determinado com a Eq. 4.5.1, para a situação de escoamento livre. No cálculo da vazão foi considerada a carga H_1 , que inclui a altura cinética (USB, 1987), para as soleiras estudadas.

Quando é determinada a vazão na situação de escoamento é livre, o fator de redução da vazão da Eq. 2.3.24 é considerado igual à unidade.

Considerou-se o efeito da contração lateral nas soleiras do canal experimental (Figura 3.2.6), determinando a largura efetiva da soleira com a Eq. 2.3.23, situação que não se aplica às soleiras do canal laboratorial.

Para facilitar a aplicação do método USBR (1987), foram digitalizadas as curvas das Figuras 2.3.11, 2.3.12 e 2.3.13. Com base na regressão pelos mínimos quadrados dos valores digitalizados das curvas, foram pesquisadas as equações que melhor se ajustavam a cada curva, tendo-se obtido as Eq. 4.5.2, Eq. 4.5.3 e Eq. 4.5.4. A Eq. 4.5.2 permite determinar a influência de P_1 , para a qual se obteve um $R^2 = 0,999$.

$$C_P = -0,0196 \left(\frac{P_1}{H_d} + 0,5071 \right)^{-2,5184} + 0,4918 \quad (4.5.2)$$

A influência da carga hidráulica pode ser obtida pela Eq. 4.5.3, com $R^2 = 0,999$.

$$\frac{C_w}{C_P} = 0,292 \left(\frac{H_1}{H_d} + 0,06478 \right)^{0,4752} + 0,697 \quad (4.5.3)$$

Para avaliar a influência do paramento de montante são necessárias três equações consoante as inclinações normalizadas. As equações obtidas foram: a Eq. 4.5.4a para a inclinação de $m = 1$ com $R^2 = 0,998$

$$\frac{C_{wi}}{C_{wv}} = 4,2846 \left[\exp \left(-0,6169 \frac{P_1}{H_d} \right) - \exp \left(-0,6122 \frac{P_1}{H_d} \right) \right] + 1,0128 \quad ; \quad (4.5.4a)$$

a Eq. 4.5.4b para a inclinação de $m = 2$ com $R^2 = 0,999$

$$\frac{C_{wi}}{C_{wv}} = -0,1189 \left(\frac{P_1}{H_d} \right)^{0,10995} + 1,1257 \quad ; \quad (4.5.4b)$$

a Eq. 4.5.4c para a inclinação de $m = 3$ com $R^2 = 0,999$

$$\frac{C_{wi}}{C_{wv}} = \frac{-0,2132}{\left[-3,9841 + \left(\frac{P_1}{H_d} - 1,514 \right)^2 \right]} + 0,9406 \quad . \quad (4.5.4c)$$

Na Tabela 4.5.3, encontram-se sintetizados os indicadores de desempenho na determinação da vazão em soleiras do tipo WES para a situação de escoamento livre. Podem analisar-se os erros relativos obtidos nas Figuras 4.5.2.a e 4.5.2.b.

Tabela 4.5.3 – Método USBR: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,043	0,993	0,998	0,991	-0,010	0,092	0,122	-0,004	1,349
$P = 0,165$	-0,011	1,015	0,999	0,985	0,134	0,134	0,180	1,637	1,637
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,265	0,973	0,998	0,971	-0,005	0,077	0,115	0,171	0,951
$P = 0,300$	0,409	0,981	0,999	0,980	-0,117	0,370	0,456	-0,122	1,435

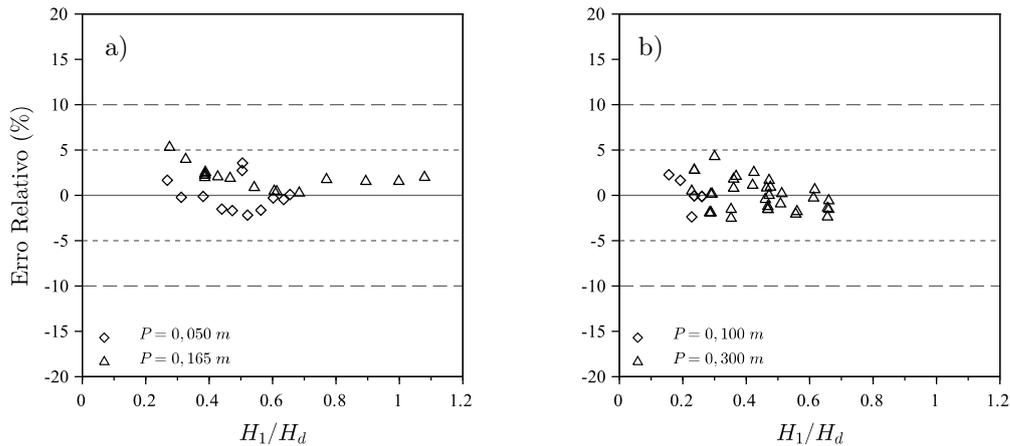


Figura 4.5.2 – Método USBR: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Modelo SIC

O modelo SIC, como já foi referido, considera que as soleiras podem ser baixas ou altas. Em ambos os casos, para a determinação da vazão na situação de escoamento livre faz uso da Eq. 2.3.9. Para a aplicação da Eq. 2.3.9, é necessário o coeficiente de vazão, a largura da soleira e a altura de água h_1 (Baume *et al.*, 2005).

No caso do canal laboratorial, não é considerada contração lateral porque a soleira é da largura do canal. Já no caso do canal experimental, a veia líquida está sujeita à contração lateral (Figura 3.2.6). Embora o modelo SIC não considere a contração lateral, foram analisados dois cenários: o primeiro, considerando que existe contração lateral (Eq. 2.3.23); o segundo, sem contração lateral.

Verificaram-se piores resultados nos indicadores de desempenho quando era considerada a contração lateral. Por essa razão, só se apresentam os resultados obtidos para as soleiras do canal experimental do modelo SIC para soleiras baixas e altas, sem considerar a contração lateral.

A calibração do C_V foi realizada individualmente para cada uma das soleiras ensaiadas. Foi considerada a totalidade dos resultados disponíveis correspondentes às situações de escoamento livre e submerso. Na Tabela 4.5.4, apresentam-se os coeficientes de vazão calibrados e os respetivos R^2 , utilizando a formulação do modelo SIC para soleiras baixas.

Depois de calibrar o C_V , os resultados relativos a cada soleira foram separados em função do limite modular definido no modelo SIC, para soleiras baixas por $h_3/h_1 \leq \eta$ com $\eta = 0,75$. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 4.5.5, através dos indicadores de desempenho, e nas Figuras 4.5.3.a e 4.5.3.b, através dos erros relativos.

Tabela 4.5.4 – Modelo SIC (soleiras baixas): C_V calibrado para escoamento em soleiras do tipo WES

Canal	Soleira	C_V	R^2
Laboratorial	$P = 0,050$	0,490	0,986
	$P = 0,165$	0,483	0,996
Experimental	$P = 0,100$	0,372	0,987
	$P = 0,300$	0,395	0,993

Tabela 4.5.5 – Modelo SIC (soleiras baixas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,928	0,877	0,991	0,869	0,046	0,353	0,387	2,671	5,651
$P = 0,165$	1,060	0,906	0,998	0,904	0,218	0,528	0,632	6,500	7,911
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,093	0,960	0,968	0,929	-0,484	0,917	1,114	-3,131	6,437
$P = 0,300$	0,456	0,978	0,997	0,975	-0,211	0,656	0,808	-0,402	2,226

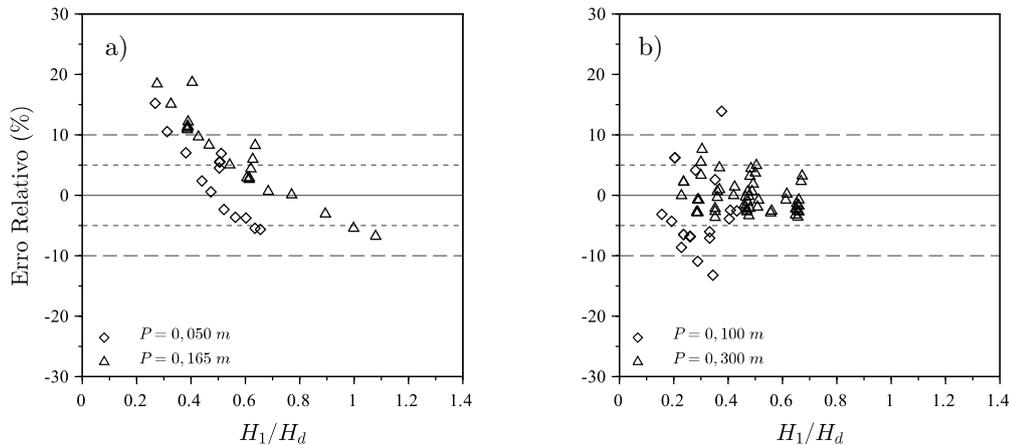


Figura 4.5.3 – Modelo SIC (soleiras baixas): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

A calibração do C_V para as soleiras altas realizou-se também individualmente para cada soleira. Considerou-se a totalidade dos resultados disponíveis correspondentes às situações de escoamento com ressalto livre e submerso. Os coeficientes de vazão calibrados e os respectivos coeficientes de determinação para as soleiras altas apresentam-se na Tabela 4.5.6.

Considera o modelo SIC que o limite modular, no caso de soleiras altas, é verificado para $h_3/h_1 < 2/3$, limite este que permitiu identificar os resultados ensaiados que se encontram em situação de escoamento livre. Os resultados obtidos para as soleiras altas são apresentados na Tabela 4.5.7 e os erros relativos podem analisar-se nas Figuras 4.5.4.a e 4.5.4.b.

Tabela 4.5.6 – Modelo SIC (soleiras altas): C_V calibrado para escoamento livre e submerso em soleiras do tipo WES

Canal	Soleira	C_V	R^2
Laboratorial	$P = 0,050$	0,487	0,973
	$P = 0,165$	0,479	0,993
Experimental	$P = 0,100$	0,342	0,988
	$P = 0,300$	0,394	0,990

Tabela 4.5.7 – Modelo SIC (soleiras altas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,922	0,871	0,991	0,863	-0,002	0,351	0,396	1,984	5,436
$P = 0,165$	1,006	0,900	0,999	0,899	0,095	0,489	0,633	5,071	6,904
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,237	0,846	0,980	0,830	-1,813	1,813	2,047	-13,148	13,148
$P = 0,300$	0,265	0,978	0,997	0,975	-0,411	0,671	0,829	-1,155	2,139

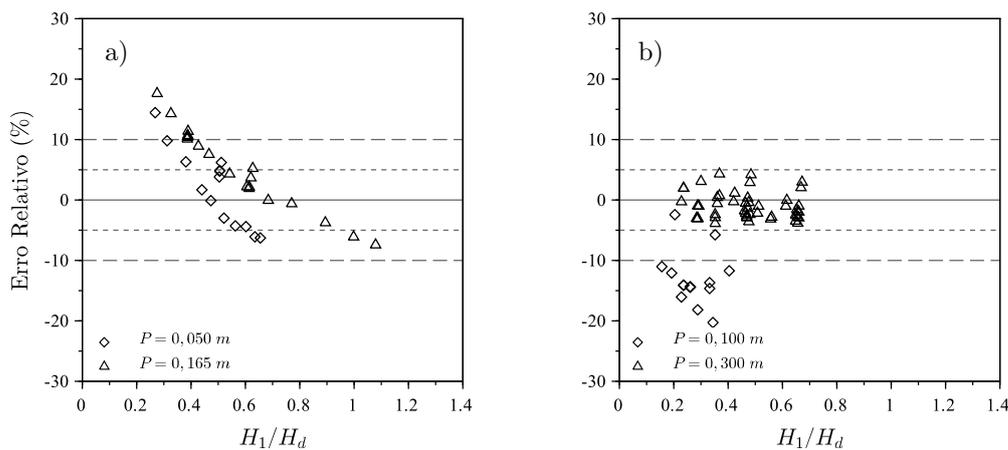


Figura 4.5.4 – Modelo SIC (soleiras altas): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Ansar

No método de Ansar e Chen (2009), considerou-se o limite modular definido pela Eq. 4.5.1, que permitiu identificar os ensaios que ocorreram com ressalto livre ou submerso para os canais laboratorial e experimental. Na determinação da vazão na situação de escoamento livre, utilizou-se a Eq. 2.3.27. Conforme sugerido por Ansar e Chen (2009), não foi considerada a altura cinética.

Atendendo a que as soleiras em estudo têm o paramento de montante inclinado e que os coeficientes propostos por Ansar e Chen (2009) são relativos a soleira com paramento de montante vertical, calibrou-se o coeficiente a_4 considerando a totalidade dos resultados

das soleiras dos canais laboratorial e experimental. Obtiveram-se com recurso a uma regressão não linear pelos mínimos desvios absolutos, o valor de $a_4 = 0,772$ com $R^2 = 0,996$ para as soleiras do canal laboratorial e de $a_4 = 0,683$ com $R^2 = 0,999$ para as soleiras do canal experimental.

Os indicadores de desempenho resultantes da aplicação do método de Ansar e Chen (2009) para a situação de escoamento livre apresentam-se na Tabela 4.5.8 e os erros relativos podem analisar-se nas Figuras 4.5.5.a e 4.5.5.b.

Tabela 4.5.8 – Método Ansar: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,839	0,860	0,995	0,856	-0,168	0,371	0,453	-0,048	5,345
$P = 0,165$	0,965	0,900	0,999	0,899	0,031	0,515	0,674	5,042	7,280
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,426	0,962	0,998	0,960	0,046	0,102	0,138	0,813	1,355
$P = 0,300$	0,246	0,990	0,999	0,989	-0,023	0,337	0,391	0,151	1,413

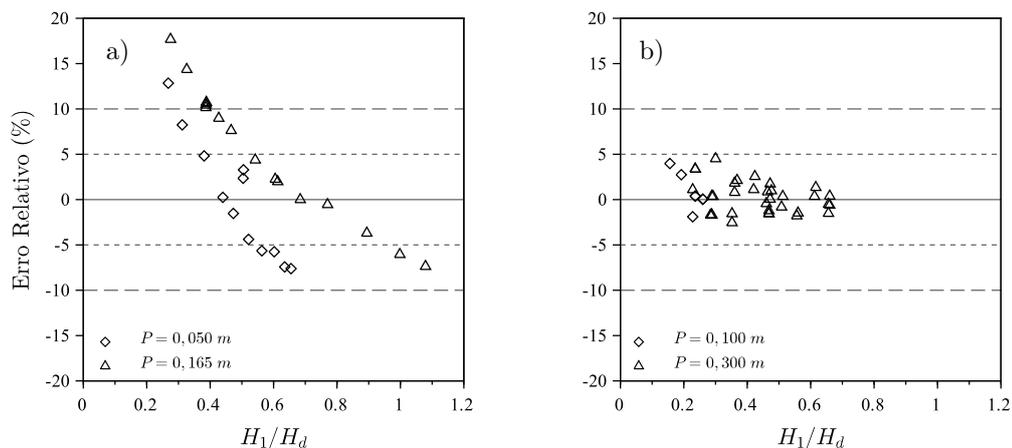


Figura 4.5.5 – Método ANSAR: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

4.5.2 Escoamento submerso

Nesta secção, apresentam-se os resultados da vazão sobre soleiras do tipo WES na situação de escoamento com ressalto submerso. Estes resultados são também organizados segundo o método de cálculo usado nas soleiras dos canais laboratorial e experimental.

Método USBR

Para aplicar o método do USBR (1987) às soleiras do canal laboratorial, não foi considerada a contração lateral e foi contabilizada a altura de água h_1 e a altura cinética do

escoamento. No caso das soleiras do canal experimental, foi considerada a contração lateral da veia líquida (Figura 3.2.6), através da largura efetiva dada pela Eq. 2.3.23. Considerou-se também H_1 em vez de h_1 .

Para facilitar a sistematização dos cálculos, elaborou-se a Tabela 4.5.9, que apresenta o fator de redução da vazão para a situação de escoamento com ressalto submerso, obtida da digitalização da Figura 2.3.16. A Figura 2.3.16 permite contabilizar a influência do rasto a montante e da cota do rasto ou do nível a jusante da soleira.

Tabela 4.5.9 – Método USBR: fator de redução da vazão em soleira espessa do tipo WES (USACE, 1998)

$\frac{H_j}{H_1}$	$\frac{H_j+h_j}{H_1}$																	
	1,07	1,1	1,15	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,25	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
0	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
,05	55,0	54,0	52,0	49,0	45,0	42,0	40	39,0	38,0	38,0	37,5	39,0	40,5	43,0	53,0	58,0	60,0	60
,10	36,5	35,0	33,0	31,0	27,0	23,5	21	19,0	18,5	18,0	18,785	18,88	19,52	21,15	26,25	29,0	31,0	32
,15	27,5	25,0	22,0	19,5	17,5	15,5	14	13,5	13,0	12,5	12,45	12,21	12,63	13,44	15,00	17,0	18,3	21
,20	21,0	18,0	17,0	15,0	13,0	11,3	9,8	9,0	8,5	8,20	8,00	8,00	8,19	8,56	9,41	11,2	12,0	13
,25	18,0	15,5	13,5	12,0	10,0	8,4	7,2	6,0	5,4	5,00	4,90	4,914	5,375	5,88	7,00	7,85	8,50	9,0
,30	16,0	13,5	12,0	10,5	8,0	6,1	4,3	3,7	3,3	3,10	3,00	3,02	3,333	3,82	5,123	6,08	6,66	7,0
,40	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,6	2,5	1,8	1,7	1,50	1,45	1,438	1,625	1,88	2,717	3,73	4,19	4,5
,50	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,2	,96	,87	,857	,842	,853	,933	1,62	2,24	2,70	2,9
,60	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,1	,90	,75	,525	,515	,562	,60	,86	1,27	1,65	1,8
,70	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,1	,80	,50	,475	,45	,39	,385	,47	,69	,93	1,0
,80	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,1	,70	,49	,45	,415	,323	,25	,11	,20	,34	,30
,85	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,1	,70	,49	,445	,41	,31	,22	,03	,00	,00	,00
,90	15,0	13,0	10,0	8,0	5,5	3,3	2,0	1,1	,70	,49	,445	,40	,30	,20	,00	,00	,00	,00

A partir dos dados da Tabela 4.5.9, por interpolação bilinear (Press *et al.*, 1992), determina-se o coeficiente de redução da vazão. Esta abordagem encontra-se incorporada no *Flood Hydrograph Package* (HEC-1) (USACE, 1998) e também foi aplicada por Wurbs e Purvis (1991). Os valores utilizados na determinação da vazão (Eq. 2.3.24) para a situação de escoamento com ressalto submerso foram identificados através da Eq. 4.5.1, ou seja, quando não se verifica o limite modular.

Os resultados obtidos pelo método USBR (1987) podem avaliar-se através dos indicadores de desempenho constantes na Tabela 4.5.10 e o erros relativos obtidos apresentam-se nas Figuras 4.5.6.a e 4.5.6.b.

Tabela 4.5.10 – Método USBR: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	0,766	0,766	1,033	10,894	10,894
$P = 0,165$	0,029	1,037	0,956	0,921	0,305	0,376	0,646	4,193	4,942
Canal experimental									
$P = 0,100$	-1,010	1,207	0,985	0,816	3,659	3,799	5,350	15,099	15,916
$P = 0,300$	2,097	0,930	0,989	0,920	0,152	1,318	1,594	2,707	6,049

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

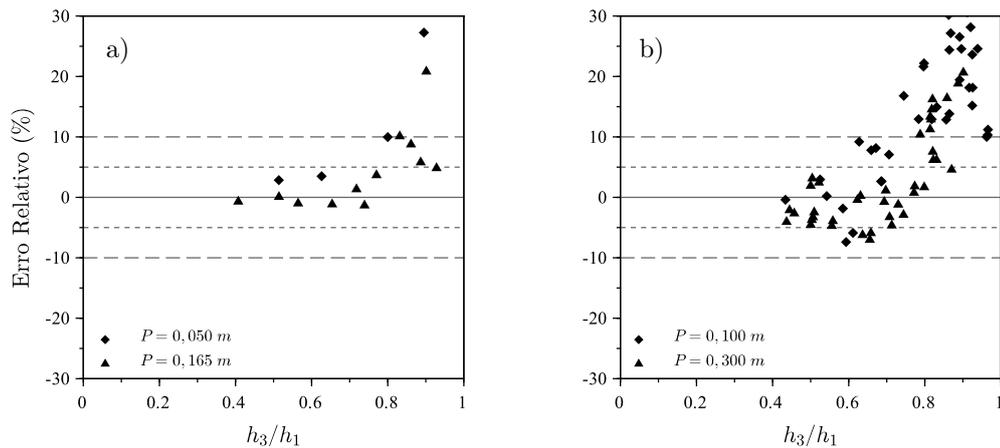


Figura 4.5.6 – Método USBR: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Skogerboe

Para determinar a vazão pelo método Skogerboe *et al.* (1967), não foi considerada a contração lateral no caso do canal laboratorial devido às soleiras serem da mesma largura do canal, situação que não se verifica no canal experimental, em que a influência da contração lateral na veia líquida foi contabilizada através da Eq. 2.3.23. A vazão foi determinada pela Eq. 2.3.26 considerando as alturas de água h_1 a montante e h_3 a jusante.

Atendendo a que o método Skogerboe *et al.* (1967) foi calibrado para soleiras do tipo WES com paramento de montante vertical, foi necessário realizar uma nova calibração dos coeficientes C_1 e C_2 e dos expoentes n_1 e n_2 da Eq. 2.3.26.

Os resultados da calibração apresentam-se na Tabela 4.5.11 para as soleiras dos canais laboratorial e do experimental, cujos coeficientes de determinação obtidos foram de 0,974 e 0,991, respetivamente.

Tabela 4.5.11 – Coeficientes da Eq. 2.3.26 relativos a soleiras do tipo WES na situação de escoamento com ressalto submerso

Coeficientes da Eq. 2.3.26	Inclinação do paramento de montante		
	Param. Vertical (Skogerboe <i>et al.</i> , 1967) *	Canal Laboratorial Calib. $m = 2$ **	Canal experimental Calib. $m = 3$ **
C_1	3,44	2,0549	2,2143
C_2	0,0025	0,0022	0,0026
n_1	1,69	1,5673	1,6312
n_2	1,20	1,0782	1,0988

*) Coeficientes utilizados por Skogerboe *et al.* (1967) em soleiras do tipo WES com paramento vertical. Os coeficientes devem ser utilizados na Eq. 2.3.26 com as unidades em pés (*ft*). **) Coeficientes a utilizar na Eq. 2.3.26 com as unidades do SI.

Os resultados obtidos pelo método Skogerboe *et al.* (1967), expressos pelos indicadores de desempenho, apresentam-se na Tabela 4.5.12 e os erros relativos apresentam-se nas Figuras 4.5.7.a 4.5.7.b.

Tabela 4.5.12 – Método Skogerboe: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	-0,186	0,233	0,292	-2,640	3,320
$P = 0,165$	0,518	0,926	0,990	0,917	-0,026	0,230	0,303	0,722	3,467
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,796	0,938	0,987	0,926	-0,474	1,101	1,688	-1,693	4,864
$P = 0,300$	-0,064	0,987	0,991	0,979	-0,427	0,997	1,300	-1,124	3,855

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

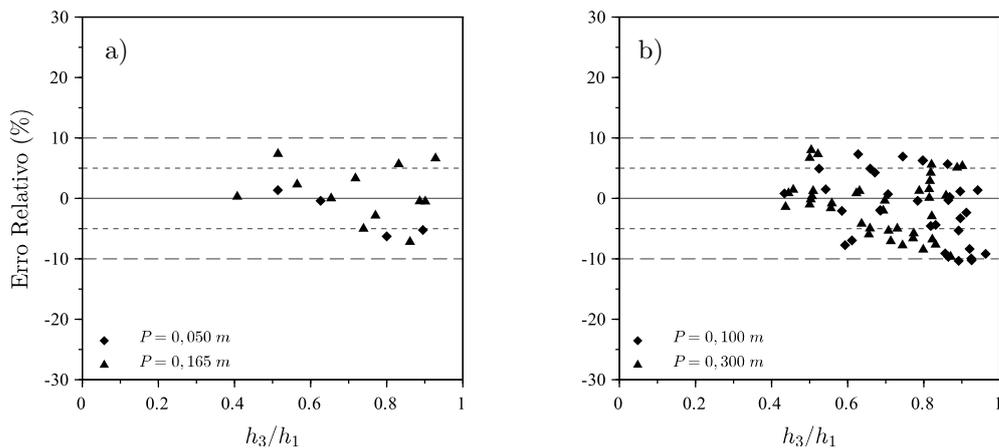


Figura 4.5.7 – Método Skogerboe: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Creager

O método Creager *et al.* (1968) na situação de escoamento com ressalto submerso considera um fator de redução da vazão apresentado na Tabela 2.3.4. Só foi considerada a influência da contração lateral da veia líquida na vazão para o canal experimental, calculada pela Eq. 2.3.23. Para aplicar este método, é necessário conhecer a vazão equivalente na situação de escoamento com ressalto livre. Esta foi obtida pelo método do USBR (1987).

Os resultados experimentais utilizados resultam do escoamento não modular dado pela Eq. 4.5.1. Para facilitar a aplicação do fator de redução da vazão, foi realizada uma regressão, pelo método dos mínimos quadrados, dos valores da Tabela 2.3.4, tendo sido

obtida a Eq. 4.5.5 com um $R^2 = 0,999$.

$$k_F = \frac{(h_3/h_1) - 1}{0,9314 (h_3/h_1) - 1} \quad (4.5.5)$$

Apresentam-se os resultados obtidos pelo método Creager *et al.* (1968) através dos indicadores de desempenho na Tabela 4.5.13 e os erros relativos obtidos apresentam-se nas Figuras 4.5.8.a e 4.5.8.b.

Tabela 4.5.13 – Método Creager: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	-0,413	0,413	0,432	-5,876	5,876
$P = 0,165$	0,314	0,898	0,990	0,889	-0,438	0,442	0,556	-5,298	5,392
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,371	0,926	0,987	0,913	-1,300	1,625	2,381	-5,282	6,732
$P = 0,300$	1,318	0,877	0,993	0,872	-2,100	2,273	2,823	-5,868	7,343

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

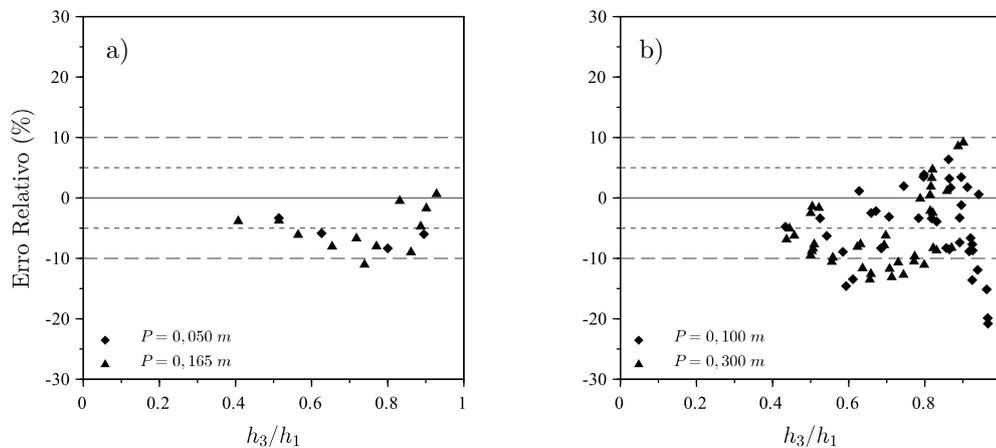


Figura 4.5.8 – Método Creager: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Alves e Martins

A determinação da vazão com ressalto submerso proposta por Alves e Martins (2011) usa o fator de redução dado pela Eq. 2.3.25. Considerou-se o efeito da contração lateral da veia líquida na vazão das soleiras do canal experimental dada pela Eq. 2.3.23. A vazão equivalente, com ressalto livre, foi determinada pelo método USBR (1987) e os resultados experimentais utilizados resultaram do escoamento não modular dados pela Eq. 4.5.1.

Apresentam-se os resultados obtidos através dos indicadores de desempenho na Tabela 4.5.14 e aos erros relativos nas Figuras 4.5.9.a e 4.5.9.b.

Tabela 4.5.14 – Método Alves e Martins: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	-0,087	0,325	0,350	-1,238	4,625
$P = 0,165$	0,187	0,951	0,988	0,940	-0,175	0,269	0,339	-1,996	3,547
Canal experimental									
$P = 0,100$	1,425	0,889	0,976	0,868	-1,077	1,834	2,906	-3,198	7,412
$P = 0,300$	0,619	0,961	0,994	0,956	-0,462	1,050	1,177	-0,688	4,152

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

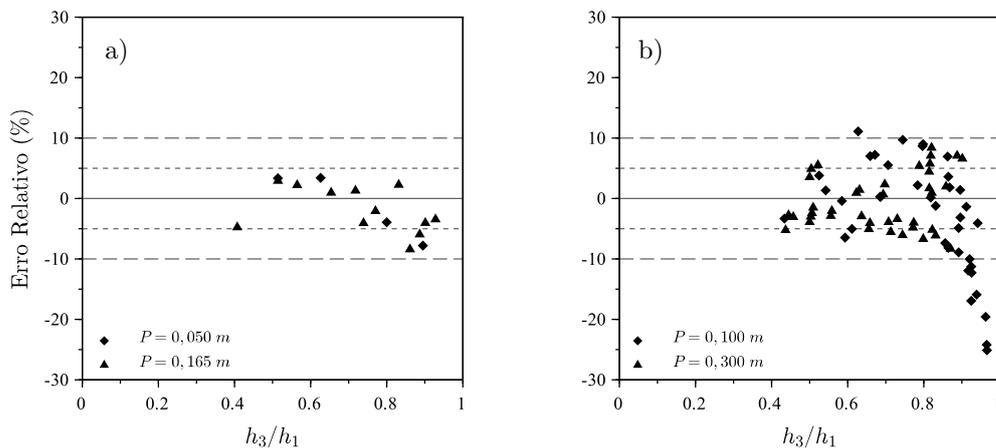


Figura 4.5.9 – Método Alves e Martins: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Modelo SIC

A vazão na situação de escoamento com ressalto submerso obtida pelo modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) em soleiras baixas faz uso do fator de redução (Eq. 2.3.7), a aplicar à vazão equivalente na situação de escoamento com ressalto livre. A vazão é obtida pela Eq. 2.3.9, sendo o fator de redução k_F dado pela Eq. 2.2.49.

Os coeficientes de vazão utilizados, que constam na Tabela 4.5.4, foram calibrados para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso, conforme preconizado no modelo SIC. A seleção dos resultados para a condição de escoamento não modular foram definidas por $h_3/h_1 > \eta = 0,75$ (Baume *et al.*, 2005).

Os resultados da vazão pelo modelo SIC obtidos na situação de ressalto submerso

apresentam-se sob a forma de indicadores de desempenho na Tabela 4.5.15 e os erros relativos apresentam-se nas Figuras 4.5.10.a e 4.5.10.b.

Tabela 4.5.15 – Modelo SIC (soleiras baixas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	0,478	0,478	0,510	6,791	6,791
$P = 0,165$	0,721	0,987	0,986	0,973	0,629	0,629	0,698	10,687	10,687
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,173	1,011	0,986	0,975	0,118	1,529	2,098	0,185	6,477
$P = 0,300$	1,854	0,998	0,991	0,989	1,814	1,814	1,998	11,097	11,097

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

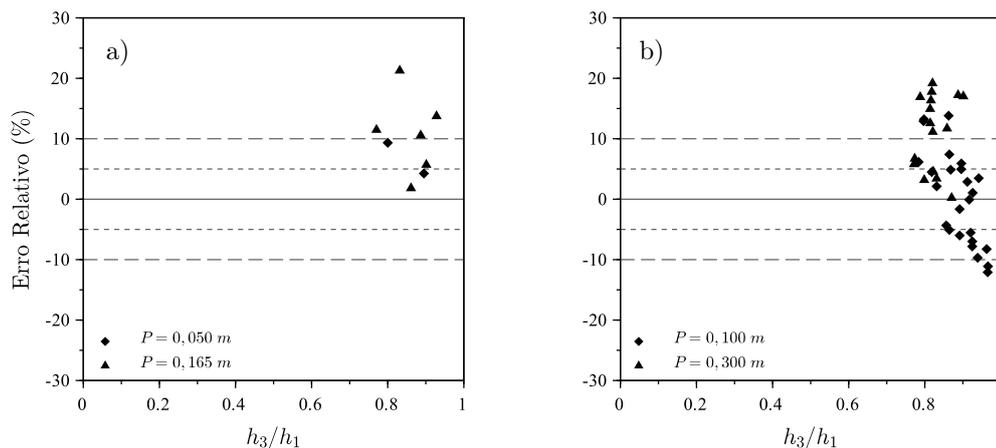


Figura 4.5.10 – Modelo SIC (soleiras baixas): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Na determinação da vazão na situação de ressalto submerso em soleiras altas, o modelo SIC considera a Eq. 2.3.10. Utiliza um C_V comum ao escoamento livre e submerso, como já foi referido anteriormente, que se calibrou conjuntamente para as duas situações de escoamentos (Tabela 4.5.6). O valor do C_{V_S} usado na Eq. 2.3.10 vem dado por $C_{V_S} = (\sqrt{3}/2) C_{V_L}$. Utilizaram-se os resultados experimentais das soleiras 0,165 m e 0,300 m de altura, que verificavam o escoamento não modular definido no modelo SIC por $h_3/h_1 > 2/3$ (Baume *et al.*, 2005).

Os indicadores de desempenho que permitem avaliar o comportamento das soleiras na determinação da vazão pelo modelo SIC (soleira alta) na situação de escoamento submerso encontram-se sintetizados na Tabela 4.5.16 e faz-se a representação gráfica dos erros relativos para cada uma das soleiras nas Figuras 4.5.11.a e 4.5.11.b.

Tabela 4.5.16 – Modelo SIC (soleiras altas): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	0,861	0,861	0,872	12,244	12,244
$P = 0,165$	1,046	0,988	0,986	0,974	0,964	0,964	1,010	16,236	16,236
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,868	1,041	0,990	0,952	0,113	1,325	1,839	-0,279	5,028
$P = 0,300$	2,815	0,959	0,982	0,942	1,934	1,947	2,267	11,775	11,816

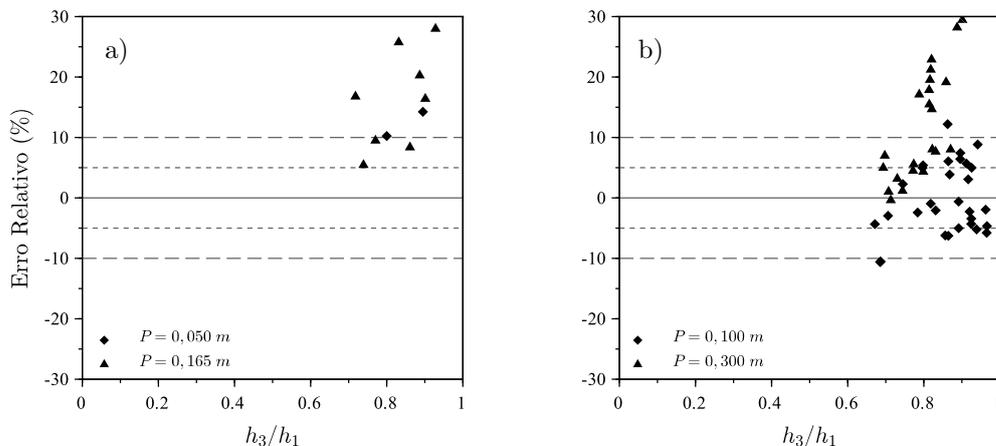


Figura 4.5.11 – Método SIC (soleiras altas): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método ANSAR

O método Ansar recorre à Eq. 2.3.28, com os parâmetros $a_2 = 1,19$ e $b_2 = 0,30$ calibrados para soleiras com paramento de montante vertical (Ansar e Chen, 2009). Para as soleiras dos canais laboratorial e experimental, que apresentam paramento de montante inclinado, foram calibrados os parâmetros considerando as soleiras associadas a cada canal. Para realizar a calibração, usou-se uma regressão não linear, pelos Mínimos Desvios Absolutos, para determinar os parâmetros a_2 e b_2 da Eq. 2.3.28. Os parâmetros obtidos foram, para o canal laboratorial, $a_2 = 0,883$ e $b_2 = 0,190$ com um $R^2 = 0,855$ e, para o canal experimental, $a_2 = 0,801$ e $b_2 = 0,202$ com um $R^2 = 0,917$. No cálculo realizado não foi considerada a altura cinética nem a contração lateral da veia líquida, atendendo a que os parâmetros a_2 e b_2 já englobam esses efeitos (Ansar e Chen, 2009).

Os resultados obtidos sob a forma de indicadores de desempenho correspondentes à determinação da vazão na situação de escoamento submerso pelo método de Ansar apresentam-se na Tabela 4.5.17 e, nas Figuras 4.5.12.a e 4.5.12.b, podem visualizar-se os erros relativos obtidos.

Tabela 4.5.17 – Método Ansar: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES

	a	b	R^2	wR^2	ME	MAE	$RMSE$	MPE	$MAPE$
	(1/s)	(-)	(-)	(-)	(1/s)	(1/s)	(1/s)	(%)	(%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	*	*	*	*	-0,252	0,350	0,401	-3,587	4,984
$P = 0,165$	0,819	0,876	0,958	0,839	-0,092	0,440	0,565	0,444	6,041
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,740	1,050	0,991	0,943	0,385	1,229	1,781	1,376	5,148
$P = 0,300$	-0,009	0,974	0,983	0,957	-0,739	1,511	1,887	-1,893	5,770

*) Estes valores não foram determinados porque a amostra é muito pequena.

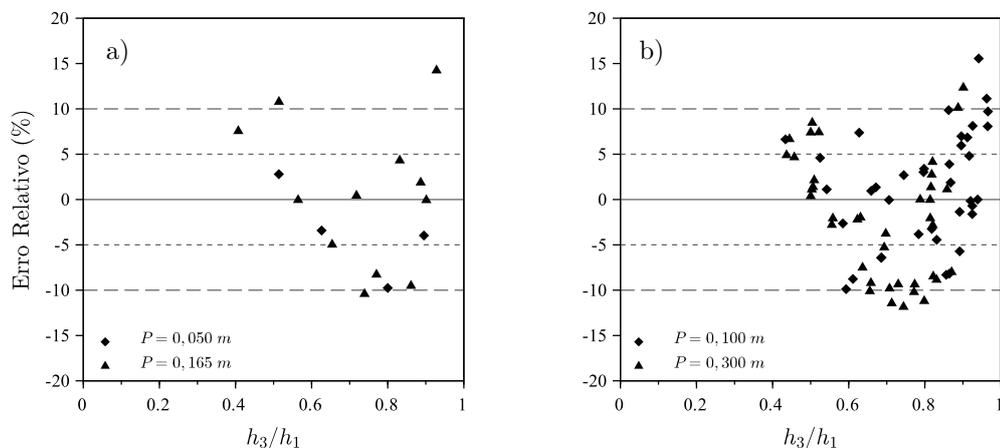


Figura 4.5.12 – Método Ansar: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

4.5.3 Discussão dos resultados

De forma semelhante à usada para as comportas planas verticais (secção 4.4.3), considerou-se como requisito para a determinação do caudal o valor de $F_{r1} < 0,5$. Obtiveram-se sempre valores de F_{r1} inferiores a 0,5 (Tabela 4.5.1). Por isso, considera-se que existem as condições necessárias do escoamento a montante das soleiras para determinar a vazão.

Na Figura 4.5.13, apresentam-se os resultados experimentais para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso, nas soleiras do tipo WES utilizadas nos canais laboratorial e experimental. Nesta figura, pode avaliar-se a transição entre os dois regimes de escoamento. Na figura, apresentam-se também os limites modulares de $h_3 > 2/3 h_1$ para soleiras altas e $h_3 > 0,75 h_1$ para soleiras baixas do modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) e o limite modular definido por Grace (1963) e dado pela Eq. 4.5.1. Verifica-se que a generalidade dos resultados foi adequadamente identificada (situação de escoamento livre e submerso) de acordo com a curva proposta por Grace (1963) e que alguns dos valores de escoamento submerso foram considerados incorretamente como sendo escoamento livre tendo em conta os limites definidos no modelo SIC (Baume *et al.*, 2005).

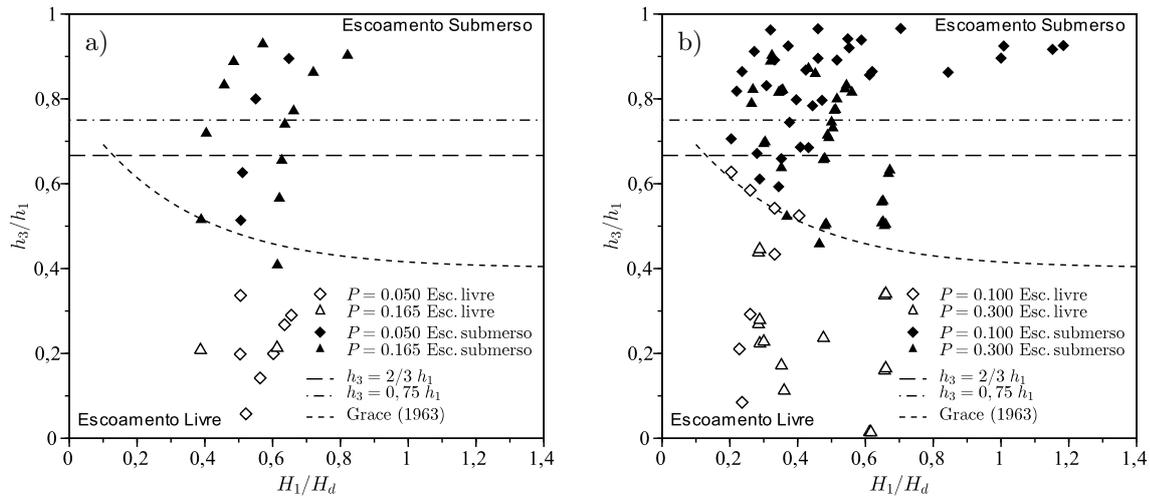


Figura 4.5.13 – Transição entre escoamento livre e submerso em soleiras do tipo WES: a) canal laboratorial b) canal experimental

A tensão superficial e a viscosidade são negligenciáveis na maior parte dos protótipos, devendo ser acautelado que esses efeitos possam também ser negligenciados nos modelos físicos (Ranga Raju e Asawa, 1977; French, 1985; Heller, 2011). Deste modo, para verificar a existência de efeitos de escala na determinação da vazão nas soleiras ensaiadas, determinaram-se os valores de W_e e R_e , que caracterizam os efeitos da tensão superficial e da viscosidade no escoamento. Os limites de W_e e R_e são respectivamente de 100 e 10^5 (Peakall e Warburton, 1996; Boes e Hager, 2003; Novak *et al.*, 2010). Estes limites representam, respectivamente, os valores a partir dos quais a tensão superficial e a viscosidade deixam de exercer influência no escoamento. Os efeitos da viscosidade e da tensão superficial também podem ser negligenciados sempre que a altura do escoamento a montante acima da crista é superior a 0,05 m (Hager, 2010) ou, de forma mais conservadora, a altura é superior 0,06 m (De Martino e Ragone, 1984).

Os valores de W_e apresentam-se Figura 4.5.14 e os de R_e apresentaram-se na Tabela 4.5.1. Na Figura 4.5.14, verifica-se que existem efeitos de escala, devidos à tensão superficial, para $W_e < 100$. Também se verifica que os valores mínimos do R_e são inferiores a 10^5 , o que indicia a existência de efeitos de escala devidos à viscosidade. Com base nos valores referidos, pode-se afirmar que existem efeitos de escala na determinação da vazão com principal preponderância nas soleiras do canal laboratorial. Os efeitos identificados no canal laboratorial devem-se fundamentalmente às alturas da veia líquida acima da crista, que foram quase sempre inferiores a 0,06 m. Nas soleiras do canal experimental também se verificam efeitos de escala, com menor expressão, em virtude da maioria das alturas da veia líquida se encontrar acima de 0,06 m.

Para evitar os efeitos de escala devidos à tensão superficial, seria aconselhável, se possível, garantir alturas da veia líquida acima da crista da soleira superiores 0,06 m.

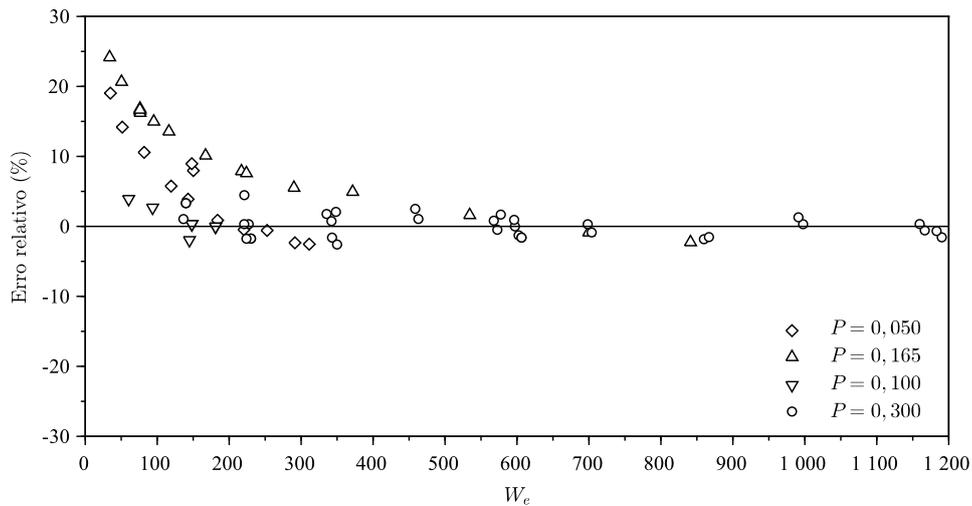


Figura 4.5.14 – Valores dos erros relativos obtidos na determinação da vazão pelo método Ansar, em função de W_e para soleiras do tipo WES

Escoamento livre

Nesta secção, são analisados os resultados da vazão na situação de escoamento com ressalto livre. Para simplificar a análise dos métodos utilizados, apresentam-se nas Figuras 4.5.15 e 4.5.16, respetivamente, os resultados do MAPE e do MPE sintetizados.

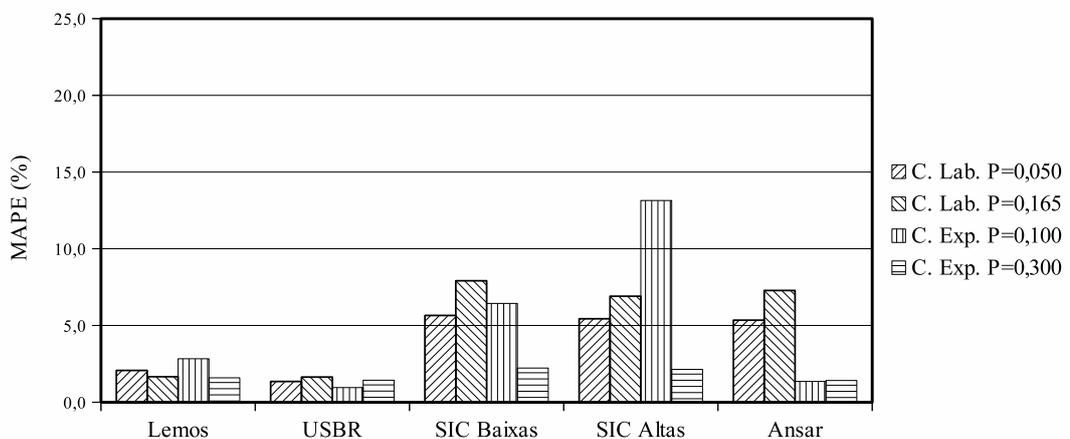


Figura 4.5.15 – Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento livre nas soleiras do canal laboratorial e do experimental

A aplicação dos métodos de Lemos (1981) e USBR (1987) apresentam um MAPE inferior a 3% (Figura 4.5.15). Estes métodos também apresentam um MPE que varia entre -3% e 2% (Tabelas 4.5.2 e 4.5.3). Para o método Lemos, a vazão é sobrestimada para as soleiras do canal laboratorial e subestimada para as soleiras do canal experimental (Figura 4.5.16).

Relativamente ao método do USBR (1987), não é possível concluir se a vazão é sobrestimada ou subestimada devido aos valores obtidos do MPE.

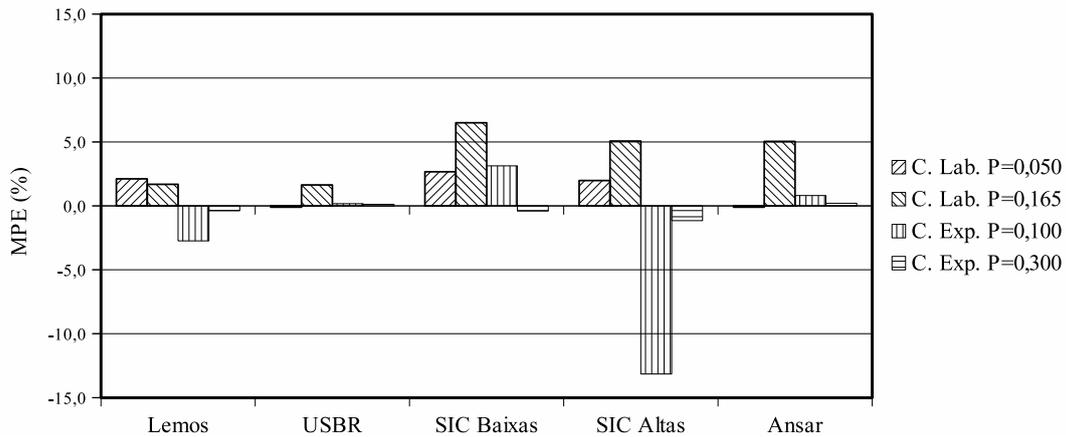


Figura 4.5.16 – Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento livre nas soleiras do canal laboratorial e do experimental

De modo geral, pode considerar-se que os métodos de Lemos (1981) e USBR (1987) apresentam um bom desempenho para a vazão na situação de escoamento livre sobre as soleiras do tipo WES nos canais laboratorial e experimental.

O modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) apresenta um MAPE superior a 5% (Figura 4.5.15) (para soleiras baixas e altas), com exceção da soleira $P = 0,300$ do canal experimental, que apresenta um MAPE inferior a 3% (Tabelas 4.5.5 e 4.5.7). Os valores do MPE indicam uma tendência para sobrestimar a vazão no caso das soleiras do canal laboratorial e de subestimar a vazão das soleira do canal experimental (Tabelas 4.5.5 e 4.5.7). Das Tabelas 4.5.4 e 4.5.6, constata-se que, relativamente ao valor clássico de $C_V = 0,40$ (Lencastre, 1983), os valores de C_V calibrados para as soleiras do canal experimental são da mesma ordem de grandeza e ligeiramente superiores para as soleiras do canal laboratorial.

A determinação da vazão pelo método Ansar (Ansar e Chen, 2009) apresenta valores do MAPE superiores a 5% para as soleiras do canal laboratorial e inferiores a 2% para as soleiras do canal experimental. Os valores do MPE indicam alguma tendência para sobrestimar o caudal (Tabela 4.5.8). A calibração do coeficiente a_4 (Eq. 2.3.27), no caso das soleiras do canal experimental, apresenta um valor semelhante ao obtido por Ansar e Chen (2009) e, no caso das soleiras do canal laboratorial, um pouco superior.

Nas Figuras 4.5.3.a, 4.5.4.a e 4.5.5.a verifica-se que, nos modelos SIC (soleiras baixas e altas) e Ansar, existe uma grande dispersão dos erros relativos obtidos. Pode-se justificar esta dispersão pela existência de efeitos de escala, anteriormente referidos, nas soleiras do canal laboratorial. Por outro lado, os métodos Lemos (1981) e USBR (1987) apresentam menor dispersão (Figuras 4.5.1 e 4.5.2), tendo-se obtido um melhor desempenho. O melhor desempenho deve-se a que estes métodos consideram o efeito da carga hidráulica H_1/H_d e da inclinação do paramento de montante na determinação do C_V .

Escoamento submerso

São analisados, nesta secção, os resultados da vazão com ressalto submerso.

Nas Figuras 4.5.17 e 4.5.18, apresentam-se um resumo dos valores, respetivamente, do MAPE e do MPE obtidos na determinação da vazão para os diferentes métodos utilizados.

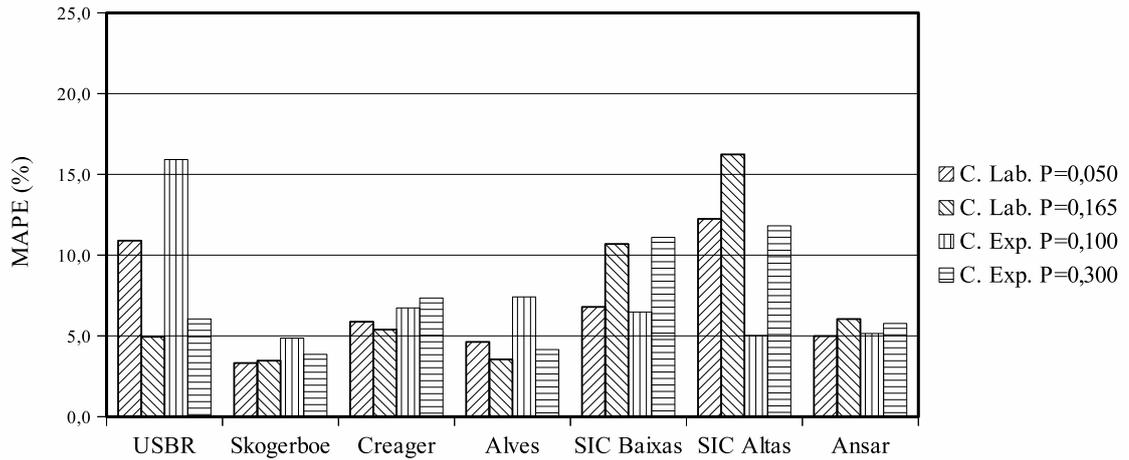


Figura 4.5.17 – Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental

Verifica-se que, para a generalidade dos métodos, os erros percentuais absolutos médios (Figura 4.5.17) são superiores aos da situação de escoamento livre (Figura 4.5.15) e que os erros relativos aumentam com o grau de submersão (Figuras 4.5.6, 4.5.7, 4.5.8, 4.5.10, 4.5.11 e 4.5.12). De forma generalizada, os erros relativos tendem a aumentar para $h_3/h_1 \gtrsim 80\%$. Esta tendência já tinha sido identificada por Tullis e Neilson (2008), especialmente no que diz respeito ao método USBR (1987).

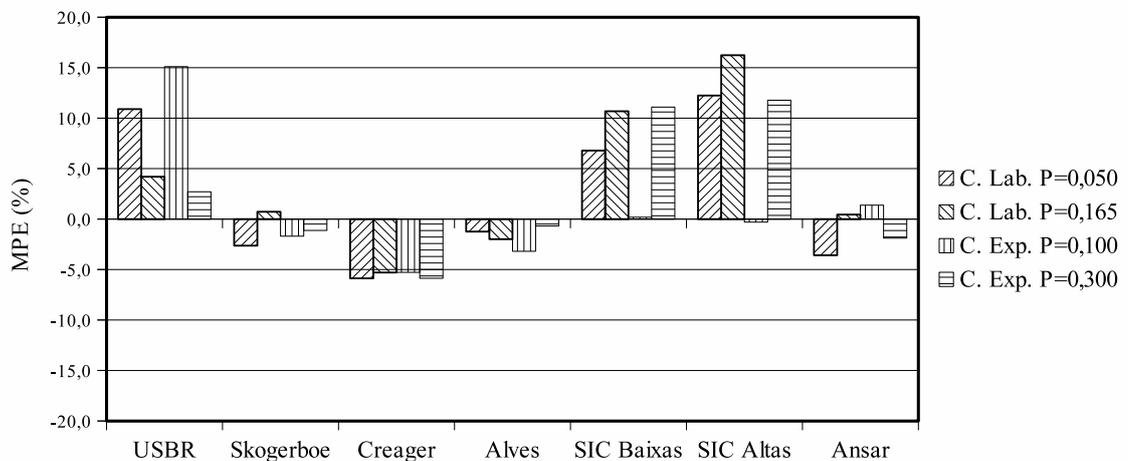


Figura 4.5.18 – Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental

Como se pode verificar na Figura 4.5.17, o método USBR (1987) apresenta valores do MAPE superiores a 10% para as soleiras com $P = 0,050$ e $P = 0,100$, respectivamente, para os canais laboratorial e experimental. As soleiras com $P = 0,165$ e $P = 0,300$, respectivamente, para os canais laboratorial e experimental, apresentam um MAPE que varia entre 5% e 6%. Todas as soleiras ensaiadas apresentam uma tendência bem definida para sobrestimar a vazão, tendo por base os valores do MPE obtidos (Tabela 4.5.10). Das Figuras 4.5.6.a e 4.5.6.b pode-se também verificar que, com o aumento de h_3/h_1 , os erros relativos tendem a aumentar.

O método Skogerboe apresentou valores do MAPE compreendidos entre 3% e 5%, com tendência para subestimar a vazão (valores negativos do MPE na Tabela 4.5.12), que se podem confirmar através da Figura 4.5.7. O melhor desempenho do método Skogerboe em comparação com o método USBR (1987) já tinha sido anteriormente evidenciado por Tullis e Neilson (2008).

Os métodos Creager e Ansar apresentaram um MAPE compreendido entre 5% e 7% e os valores do MPE, de forma geral, apresentam tendência para subestimar a vazão para todas as soleiras estudadas (Tabelas 4.5.13 e 4.5.17). No entanto, a tendência para subestimar a vazão apresenta-se mais vincada no método Creager.

Os valores calibrados dos coeficientes a_2 e b_2 (secção 4.5.2), usados no método Ansar (Eq. 2.3.28) são inferiores aos valores determinados por Ansar e Chen (2009). A diferença entre estes coeficientes resultam das diferenças entre as soleiras estudadas (com um paramento de montante inclinado) e as soleiras analisadas por Ansar e Chen (2009) (com paramento de montante vertical).

Os resultados dos indicadores de desempenho apresentados na Tabela 4.5.14 foram obtidos na determinação da vazão com ressalto submerso aplicando o método Alves. A vazão foi determinada considerando a totalidade dos resultados disponíveis (escoamento não modular), não tendo sido respeitado o domínio de funcionamento da Eq. 2.3.25 definido por Alves e Martins (2011) como $0,55 < h_3/h_1 < 0,92$. Por isso, no caso específico da soleira com $P = 0,100$ do canal experimental, foram obtidos experimentalmente diversos valores de $h_3/h_1 > 0,92$ que condicionaram os resultados desta soleira, apresentando erros relativos negativos elevados (Figura 4.5.9.b).

Caso só fossem considerados os resultados em que $h_3/h_1 < 0,92$, o valor do MAPE alterar-se-ia de 7,41% (Tabela 4.5.14) para 4,66% (Figura 4.5.19), aproximando-se dos valores obtidos pelo mesmo método para as restantes soleiras analisadas. No que respeita ao limite inferior $h_3/h_1 < 0,55$, embora alguns valores se encontrem fora deste, pode verificar-se na Figura 4.5.9 que o comportamento obtido em geral é adequado. Dos resultados do MPE (Tabela 4.5.14), constata-se que o método Alves apresenta alguma tendência para subestimar a vazão.

Na determinação da vazão com ressalto submerso com o modelo SIC (soleiras baixas)

(Baume *et al.*, 2005), para as soleiras com $P = 0,050$ e $P = 0,100$ dos canais laboratorial e experimental, respetivamente, verificou-se um valor do MAPE (Tabela 4.5.15) da ordem dos 6% com tendência para sobrestimar a vazão devido aos valores positivos do MPE (Tabela 4.5.15). Enquanto que para as soleiras com $P = 0,165$ e $P = 0,300$, respetivamente, para os canais laboratorial e experimental, obteve-se um MAPE superior a 10% com maior tendência para sobrestimar a vazão. O modelo SIC para soleiras baixas apresentou ainda uma grande dispersão dos erros relativos (Figura 4.5.10).

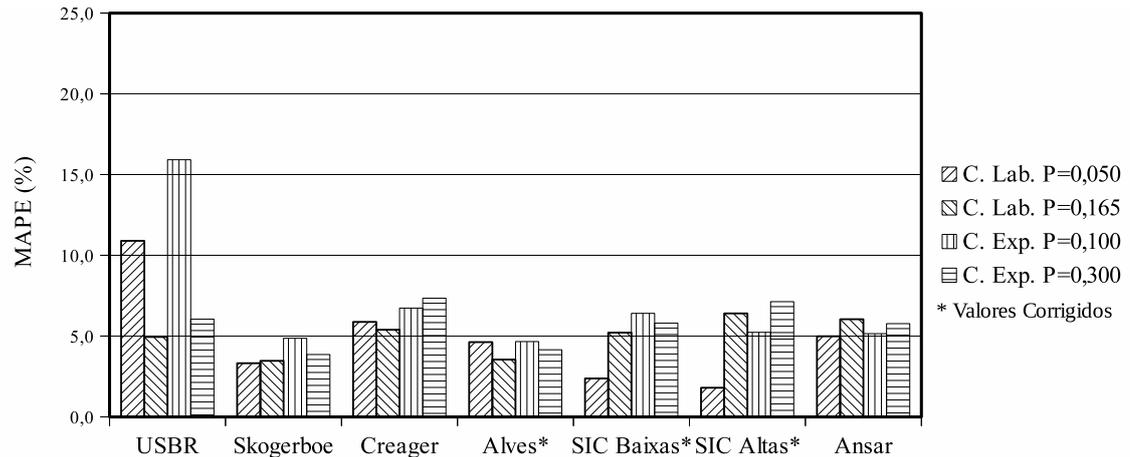


Figura 4.5.19 – Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo na situação de escoamento submerso nas soleiras do canal laboratorial e do experimental com valores corrigidos

No cálculo da vazão pelo modelo SIC (soleiras altas) com ressalto submerso verificou-se um valor de MAPE superior a 10% (Figura 4.5.10), com exceção da soleira com $P = 0,100$, que apresentou um MAPE de 5%. De forma geral, os valores de MPE (Tabela 4.5.16) indicam uma tendência para o método sobrestimar a vazão, apresentando grande dispersão dos erros relativos (Figura 4.5.11).

De modo a avaliar a influência da utilização de C_V comum ao escoamento livre e submerso no modelo SIC (Baume *et al.*, 2005), realizaram-se novas calibrações do C_V considerando só os resultados cujo escoamento era não modular. Na Tabela 4.5.18, apresentam-se novos valores de C_V calibrados para o modelo SIC, que correspondem à situação de ressalto submerso. Verifica-se uma melhoria de desempenho (Figura 4.5.19) com os novos valores de C_V calibrados.

Tabela 4.5.18 – Modelo SIC: C_V calibrado para a situação de ressalto submerso em soleiras do tipo WES

Canal	Soleira	C_V (Soleiras baixas)	C_V (Soleiras altas)
Laboratorial	0,050	0,459	0,433
	0,165	0,448	0,428
Experimental	0,100	0,369	0,336
	0,300	0,366	0,367

4.6 Soleira controlada por comporta

Os resultados da vazão em soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais nas situações de escoamento com ressalto livre e submerso instaladas nos canais laboratorial e experimental apresentam-se nesta secção.

Na Tabela 4.6.1, sintetizam-se os valores máximos e mínimos de R_e e de F_r determinados, respetivamente, pelas Eq. 2.1.1 e 2.1.2. O R_e foi determinado na abertura da comporta e o F_r na secção imediatamente a montante das soleiras.

Tabela 4.6.1 – Valores máximos e mínimos do R_e e do F_r obtidos nas soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais

Canal	Escoamento livre				Escoamento submerso			
	$R_e \times 10^4$		F_r		$R_e \times 10^4$		F_r	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
Laboratorial	3,2	6,7	0,08	0,25	4,0	6,4	0,04	0,21
Experimental	4,3	14,8	0,04	0,19	6,7	26,4	0,03	0,16

De acordo com os métodos apresentados na secção 2.4, determinou-se a vazão nas situações de escoamento livre e submerso. Os métodos são denominados com o nome dos autores que os desenvolveram ou de acordo com o tipo de orifício. Os resultados alcançados expressam-se através dos indicadores de desempenho e pelos erros relativos obtidos na determinação da vazão.

Os métodos utilizados no cálculo da vazão em situação de escoamento livre foram: Martynov (1978); Alhamid (1999); orifícios de pequena dimensão; Swamee *et al.* (1998); orifícios de grandes dimensões; USACE (1987); Hager e Bremen (1988); Ansar e Chen (2009). No caso do escoamento com ressalto submerso, os métodos utilizados foram: USACE (1987); orifícios totalmente submersos; Nago e Furukawa (1979); Ansar e Chen (2009).

Os resultados para cada uma das soleiras controladas por comporta foram organizados para as situações de escoamento livre e submerso.

4.6.1 Escoamento livre

Método Martynov

Para determinar a vazão em soleiras controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto livre usando o método de Martynov (1978), é necessário calcular o C_V dado pela Eq. 2.4.2 em função das alturas H_1 , H_d e a . A vazão vem expressa pela Eq. 2.2.11, considerando a altura cinética do escoamento.

Os resultados apresentam-se através dos indicadores de desempenho e encontram-se sintetizados na Tabela 4.6.2. A representação gráfica dos erros relativos faz-se nas Figuras 4.6.1.a e 4.6.1.b.

Tabela 4.6.2 – Método Martynov: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,587	1,120	1,000	0,892	0,473	0,473	0,504	5,182	5,182
$P = 0,165$	0,011	1,047	0,998	0,954	0,409	0,409	0,421	4,797	4,797
Canal experimental									
$P = 0,100$	-1,484	1,058	0,998	0,944	-0,100	0,436	0,487	-0,881	1,941
$P = 0,300$	-0,089	1,005	0,994	0,989	-0,018	0,225	0,257	-0,131	1,602

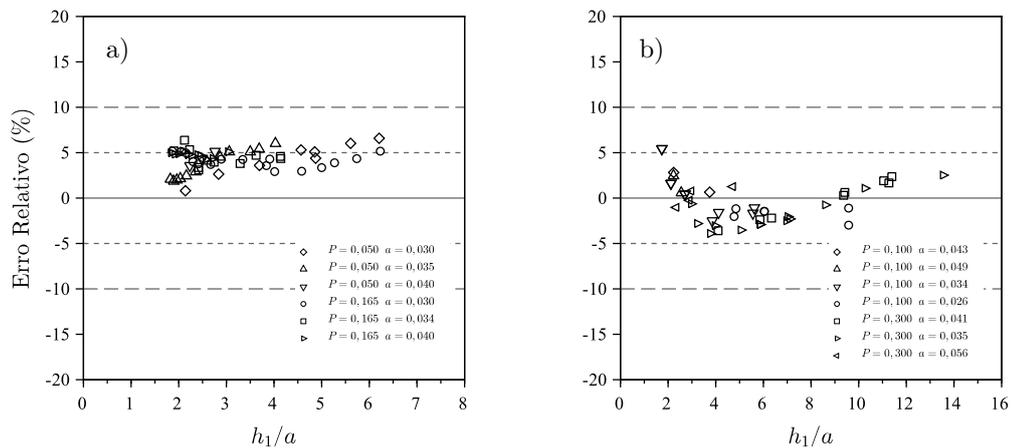


Figura 4.6.1 – Método Martynov: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Alhamid

A metodologia proposta por Alhamid (1999) recorre à Eq. 2.2.11 para determinar a vazão em soleiras associadas a comportas na situação de ressalto livre. O coeficiente de vazão vem dado pela Eq. 2.4.3. Os fatores de forma considerados na Eq. 2.4.3 para as diferentes soleiras estudadas nomeadamente, a área, o perímetro e o raio hidráulico, apresentam-se na Tabela 4.6.3. Não foi considerada a altura cinética conforme preconizado por Alhamid (1999).

Os indicadores de desempenho que resultaram do método de Alhamid (1999) apresentam-se na Tabela 4.6.4. Os erros relativos podem analisar-se nas Figuras 4.6.2.a e 4.6.2.b.

Tabela 4.6.3 – Método Alhamid: fatores de forma das soleiras

Canal	Soleira	A (m ²)	P (m)	R (m)
Laboratorial	0,050	0,0049	0,3360	0,0146
	0,165	0,0319	0,7847	0,0407
Experimental	0,100	0,0343	0,5637	0,0605
	0,300	0,1710	1,2550	0,1363

Tabela 4.6.4 – Método Alhamid: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-1,165	1,131	0,985	0,871	-0,014	0,240	0,273	-0,537	2,817
$P = 0,165$	-0,907	1,107	0,988	0,893	0,011	0,222	0,262	-0,288	2,641
Canal experimental									
$P = 0,100$	-1,231	1,053	0,981	0,932	-0,492	0,586	0,693	-3,997	4,595
$P = 0,300$	-4,172	1,176	0,991	0,843	0,023	1,166	1,370	-1,343	5,154

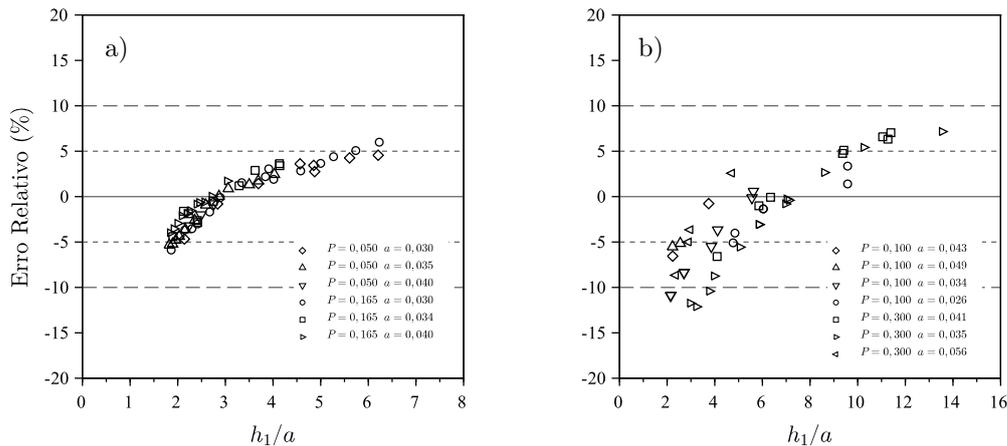


Figura 4.6.2 – Método Alhamid: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Orifícios de pequena dimensão (Eq. 2.2.11)

Considerando os resultados experimentais, para as soleiras controladas por comportas com ressalto livre dos canais laboratorial e experimental, determinou-se o C_V a partir da Eq. 2.2.11 (orifícios de pequena dimensão) desprezando a altura cinética. Na Figura 4.6.3, apresentam-se os resultados obtidos do C_V em função de h_1/a .

Observa-se na Figura 4.6.3 que a distribuição dos resultados experimentais do C_V tem um comportamento semelhante à curva de Henry (1950) para comportas sem soleira na situação de escoamento com ressalto livre. Para considerar a translação existente entre a curva de Henry (1950) e os resultados experimentais (Figura 4.6.3), realizou-se

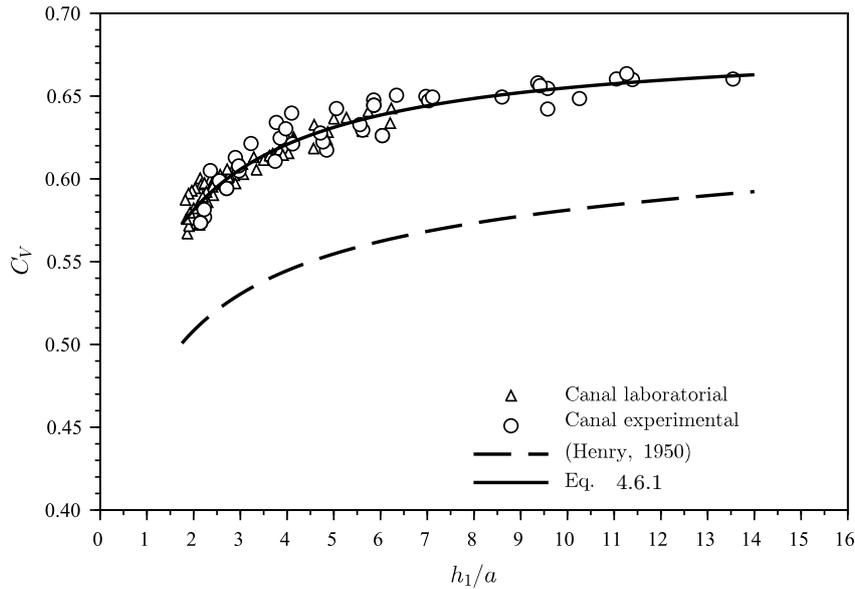


Figura 4.6.3 – C_V de comportas associadas a soleiras na situação ressalto livre

uma regressão não linear pelos mínimos quadrados. Obteve-se a Eq. 4.6.1 válida para $h_1/a > 1,25$ com um $R^2 = 0,917$.

$$C_V = \frac{0,756 + h_1/a}{0,717 + 1,460 (0,756 + h_1/a)} \quad (4.6.1)$$

Os resultados da vazão obtidos pelas Eq. 2.2.11 e 4.6.1 apresentam-se na forma dos indicadores de desempenho que constam na Tabela 4.6.5. Os erros relativos correspondentes podem analisar-se nas Figuras 4.6.4.a e 4.6.4.b.

Tabela 4.6.5 – Aplicação da Eq. 2.2.11 com C_V calibrado determinado pela Eq. 4.6.1: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,447	1,050	0,998	0,950	-0,009	0,092	0,103	-0,250	1,093
$P = 0,165$	0,262	0,971	0,999	0,970	0,013	0,052	0,063	0,285	0,682
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,277	0,990	0,999	0,989	0,138	0,163	0,182	1,088	1,247
$P = 0,300$	-0,349	1,007	0,999	0,993	-0,190	0,227	0,268	-0,910	1,053

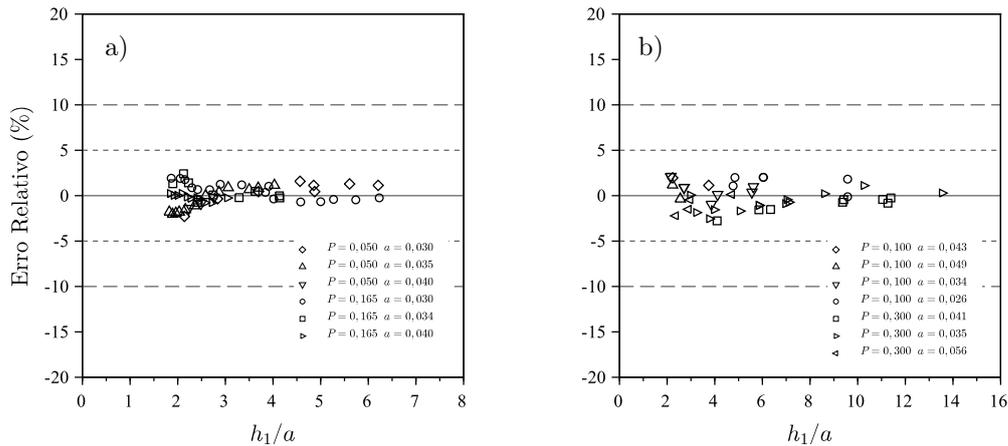


Figura 4.6.4 – Aplicação da Eq. 2.2.11 com C_V calibrado determinado pela Eq. 4.6.1: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Orifícios de pequena dimensão (Eq. 2.4.1)

Para aplicar a Eq. 2.4.1, começou-se por analisar os valores do C_V obtidos a partir da Eq. 2.4.1 considerando a altura cinética do escoamento. Verificou-se que o C_V , para as soleiras do tipo WES controlados por comportas planas verticais dos canais laboratorial e experimental, apresenta uma amplitude pequena ($0,642 < C_V < 0,682$). Por isso, determinou-se a sua média ($C_V = 0,663$).

Na Tabela 4.6.6, apresentam-se os indicadores de desempenho que resultaram da determinação da vazão na situação de escoamento com ressalto livre através da Eq. 2.4.1 e do C_V médio. Nas Figuras 4.6.5.a e 4.6.5.b, podem observa-se os erros relativos correspondentes.

Tabela 4.6.6 – Aplicação da Eq. 2.4.1 com C_V calibrado: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,416	1,053	0,998	0,948	0,051	0,101	0,111	0,436	1,147
$P = 0,165$	0,188	0,978	0,999	0,977	0,002	0,053	0,061	0,110	0,655
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,229	0,991	0,999	0,989	0,096	0,138	0,152	0,776	1,041
$P = 0,300$	-0,031	0,986	0,999	0,985	-0,363	0,364	0,415	-1,530	1,537

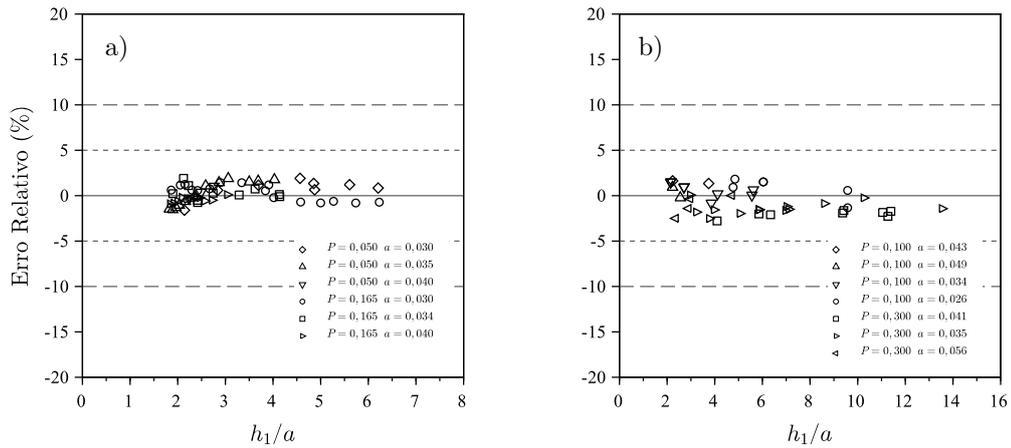


Figura 4.6.5 – Aplicação da Eq. 2.4.1 com C_V calibrado: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Swamee

Swamee *et al.* (1998) propõem a Eq. 2.4.4 e a Eq. 2.4.5 que correspondem, respetivamente, à vazão e ao C_V , para determinação da vazão em orifícios de parede delgada.

Considerando que os coeficientes k , m e n da Eq. 2.4.5 propostos por Swamee *et al.* (1998) foram obtidos para orifícios de parede delgada, foi necessária a sua determinação para as soleiras dos canais laboratorial e experimental. Os coeficientes foram determinados através de uma regressão não linear ajustada pelos mínimos desvios absolutos. Os valores dos coeficientes k , m e n obtidos foram 100, 2,5 e 1,36, respetivamente, com um coeficiente de determinação de 0,991. Consideraram-se na calibração todos os resultados experimentais relativos às soleiras do tipo WES controladas ou não por comporta com ressalto livre dos canais laboratorial e experimental.

Os resultados da aplicação do método de Swamee *et al.* (1998) apresentam-se na Tabela 4.6.7 sob a forma dos indicadores de desempenho. A representação gráfica dos erros relativos pode visualizar-se nas Figuras 4.6.6.a e 4.6.6.b.

Tabela 4.6.7 – Método Swamee: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-1,408	1,089	0,978	0,898	-0,624	0,624	0,678	-7,535	7,535
$P = 0,165$	-0,417	0,976	0,984	0,960	-0,625	0,625	0,658	-7,488	7,488
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,003	0,952	0,982	0,935	-0,670	0,670	0,800	-4,802	4,802
$P = 0,300$	-1,209	1,008	0,993	0,985	-1,010	1,010	1,146	-4,639	4,639

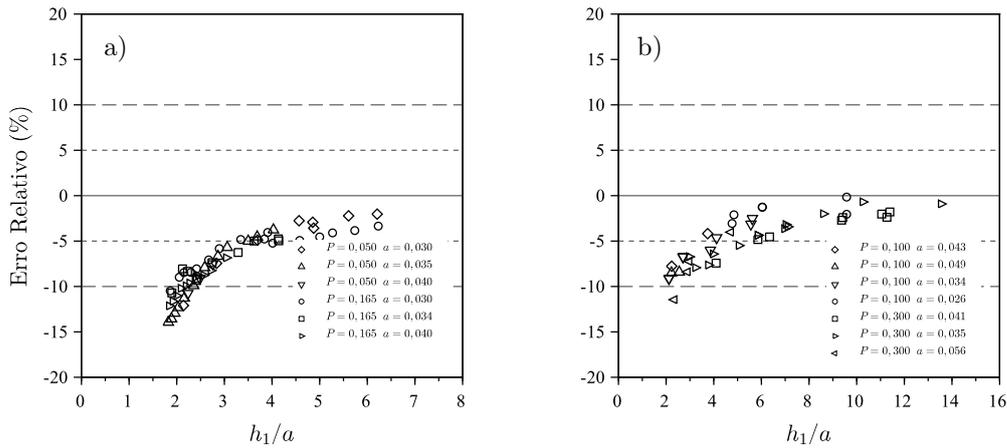


Figura 4.6.6 – Método Swamee: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Orifícios de grandes dimensões

Como já foi referido, a vazão em comportas controladas por soleiras na situação de escoamento com ressalto livre pode ser determinada pela Eq. 2.2.43, válida para os orifícios de grandes dimensões. A partir dos resultados experimentais, determinou-se a Eq. 4.6.2 considerando a altura cinética do escoamento (Figura 2.4.2) através de uma regressão não linear pelos mínimos quadrados com um R^2 de 0,734.

$$C_V = 0,681 - 0,1 a/H_1 \tag{4.6.2}$$

Esta equação corresponde ao C_V em função de a/H_1 , para as soleiras do tipo WES controladas por comporta plana vertical na situação de ressalto livre dos canais laboratorial e experimental a utilizar na Eq. 2.2.43.

Os resultados obtidos na forma de indicadores de desempenho podem analisar-se na Tabela 4.6.8 e, nas Figuras 4.6.7.a e 4.6.7.b, os erros relativos obtidos.

Tabela 4.6.8 – Aplicação da Eq. 2.2.43 dos orifícios de grandes dimensões: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,529	1,059	0,997	0,941	-0,013	0,109	0,122	-0,320	1,302
$P = 0,165$	0,162	0,981	0,999	0,980	-0,000	0,047	0,055	0,076	0,592
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,239	0,992	0,999	0,991	0,133	0,157	0,176	1,034	1,177
$P = 0,300$	-0,307	1,006	0,999	0,993	-0,162	0,207	0,246	-0,778	0,950

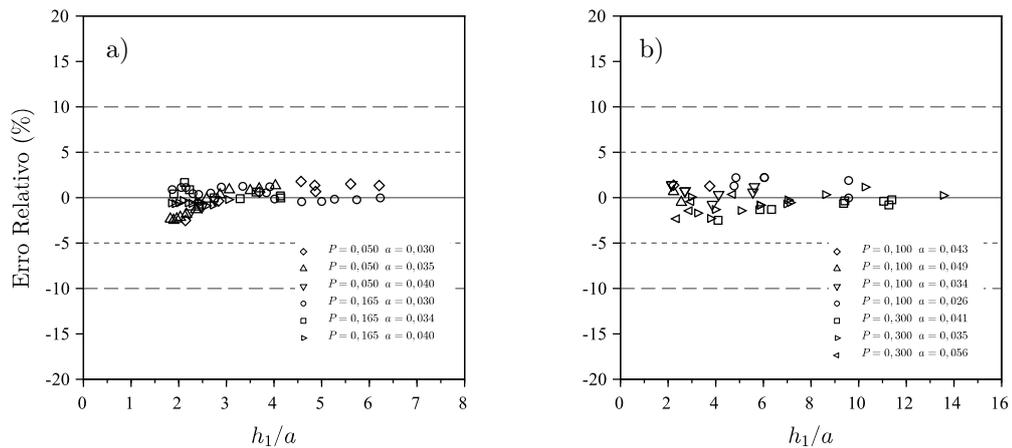


Figura 4.6.7 – Aplicação da Eq. 2.2.43 dos orifícios de grandes dimensões: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método USACE

A determinação da vazão em soleiras do tipo WES controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto livre proposta pelo USACE (1987) relaciona a vazão em orifícios de grandes dimensões com a vazão em soleiras do tipo WES através da Eq. 2.4.8. Começou-se por determinar a vazão utilizando a Eq. 2.3.20 e o C_V pela Eq. 2.3.24 (USBR, 1987). Para finalizar, calculou-se a vazão pela Eq. 2.4.8 e a relação C_{Vc}/C_V foi considerada unitária conforme proposto pelo USACE (1987).

Os indicadores de desempenho resultantes da aplicação do método do USACE (1987) para a situação de escoamento com ressalto livre apresentam-se na Tabela 4.6.9 e os erros relativos podem analisar-se nas Figuras 4.6.8.a e 4.6.8.b.

Tabela 4.6.9 – Método USACE (1987): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-2,623	1,385	0,973	0,703	0,770	0,799	1,001	7,896	8,319
$P = 0,165$	-1,347	1,261	0,980	0,777	0,888	0,888	1,027	9,776	9,776
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,923	1,087	0,980	0,901	0,304	0,489	0,642	1,763	3,411
$P = 0,300$	-4,361	1,272	0,987	0,776	2,119	2,196	2,931	7,446	7,907

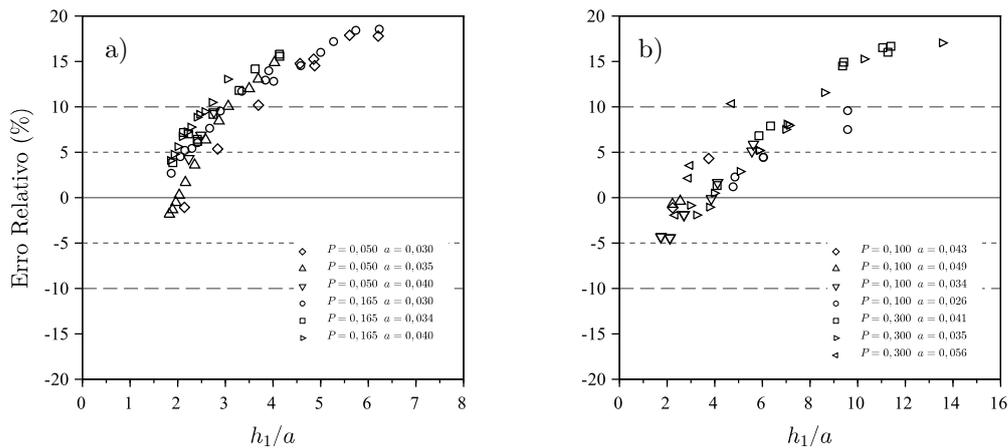


Figura 4.6.8 – Método USACE (1987): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Hager e Bremen

O método Hager e Bremen (1988) usa a Eq. 2.4.10 para calcular a vazão considerando a altura cinética do escoamento.

A utilização do método Hager e Bremen (1988) requer o conhecimento prévio dos parâmetros de dimensionamento da soleira. Por isso, foram utilizadas as alturas H_d que constam nas Tabelas 3.1.2 e 3.2.1 e que correspondem, respetivamente, às soleiras dos canais laboratorial e experimental e os coeficientes de vazão de dimensionamento da Tabela 4.6.10.

Tabela 4.6.10 – Coeficientes de vazão de dimensionamento para as soleiras do tipo WES utilizadas nos canais laboratorial e experimental

Canal	Soleira (m)	C_{V_d} (-)
Laboratorial	0,050	0,479
	0,165	0,489
Experimental	0,100	0,483
	0,300	0,489

Apresentam-se na Tabela 4.6.11 os resultados para o método de Hager e Bremen (1988), sintetizados nos indicadores de desempenho e, nas Figuras 4.6.9.a e 4.6.9.b, os erros relativos obtidos.

Tabela 4.6.11 – Método Hager e Bremen (1988): indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,554	1,071	0,998	0,931	0,076	0,120	0,145	0,675	1,322
$P = 0,165$	0,008	1,023	0,998	0,975	0,206	0,206	0,225	2,413	2,413
Canal experimental									
$P = 0,100$	-0,197	0,977	0,996	0,973	-0,523	0,523	0,560	-3,760	3,760
$P = 0,300$	-0,366	0,978	0,998	0,976	-0,888	0,888	0,949	-3,856	3,856

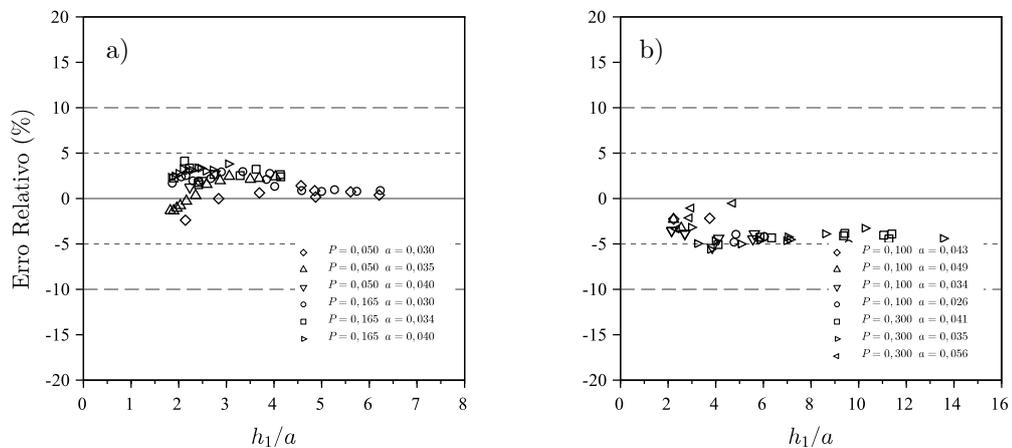


Figura 4.6.9 – Método Hager e Bremen (1988): erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Ansar e Chen

Para aplicação do método Ansar e Chen (2009), foi necessário calibrar os coeficientes m_L e n_L da Eq. 2.2.54, para que estes reflitam as características geométricas da soleira e dos trechos de montante e jusante.

Os coeficientes foram calibrados com os resultados experimentais das soleiras controladas por comporta na situação de escoamento com ressalto livre dos canais laboratorial e experimental. Com recurso a uma regressão não linear, pelos mínimos quadrados, foram obtidos os coeficientes $m_L = 0,856$ e $n_L = 0,381$, cujo R^2 foi de 0,998. Não foi considerada a altura cinética do escoamento.

Apresentam-se os resultados dos indicadores de desempenho obtidos para o método de Ansar e Chen (2009) na Tabela 4.6.12 e nas Figuras 4.6.10.a e 4.6.10.b os erros relativos correspondentes.

Tabela 4.6.12 – Método Ansar e Chen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,217	1,026	0,999	0,974	0,010	0,048	0,056	0,039	0,557
$P = 0,165$	0,411	0,957	0,999	0,955	0,040	0,083	0,100	0,663	1,095
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,300	0,990	0,998	0,988	0,156	0,180	0,217	1,226	1,394
$P = 0,300$	-0,711	1,025	0,999	0,974	-0,114	0,278	0,328	-0,707	1,270

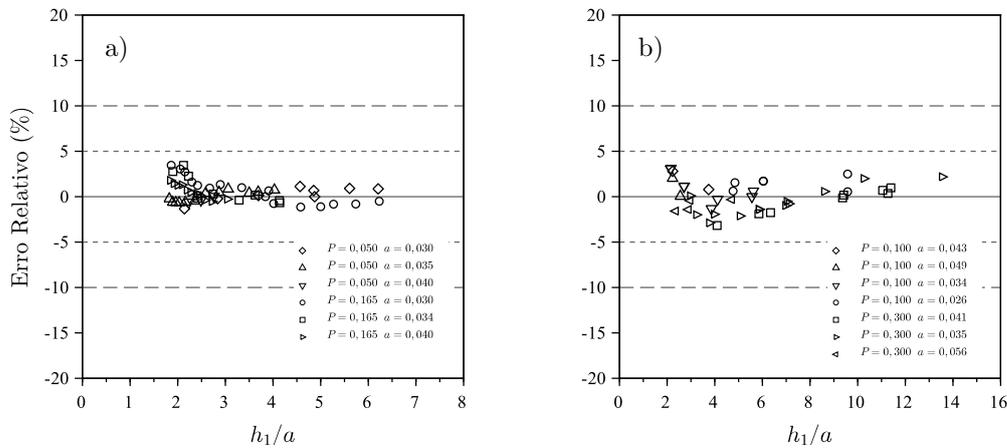


Figura 4.6.10 – Método Ansar e Chen: erros relativos obtidos na situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

4.6.2 Escoamento submerso

Passam-se a apresentar os resultados da vazão em soleiras do tipo WES controladas por comportas verticais planas na situação de escoamento com ressalto submerso. Os resultados encontram-se organizados pelo método de cálculo utilizado para as soleiras controladas por comporta dos canais laboratorial e experimental.

Orifícios totalmente submersos

Considerando a Eq. 2.4.15, dos orifícios totalmente submersos, analisou-se o comportamento do C_V para as soleiras do tipo WES controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto submerso dos canais laboratorial e experimental. Na Figura 4.6.11, podem observar-se os resultados para ambos os canais. Verificou-se que o C_V aumenta em função de a/h_1 .

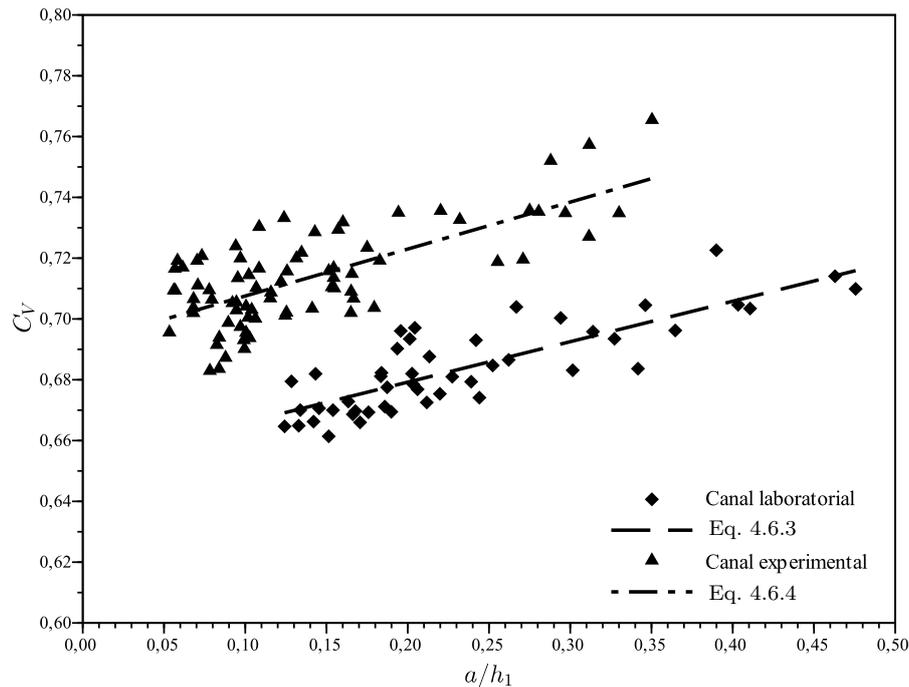


Figura 4.6.11 – C_V para soleiras controladas por comporta, na situação de ressalto submerso, obtidos para os canais laboratorial e experimental

Tendo por base o comportamento do C_V , utilizando os resultados experimentais da vazão com ressalto submerso para as soleiras controladas por comporta, calibrou-se com recurso a uma regressão linear ajustada pelos mínimos quadrados o C_V a usar em cada canal.

Para o canal laboratorial, o C_V vem dado pela Eq. 4.6.3 cujo R^2 foi de 0,682.

$$C_{V_{CL}} = 0,136 (a/h_1) + 0,651 \quad (4.6.3)$$

Para o canal experimental, o C_V pode ser calculado pela Eq. 4.6.4 obtida com um $R^2 = 0,505$.

$$C_{V_{CE}} = 0,161 (a/h_1) + 0,691 \quad (4.6.4)$$

A Eq. 2.4.15 tem de ser resolvida iterativamente dado um valor inicial do caudal. O processo termina quando a diferença na determinação de dois caudais consecutivos for inferior a uma tolerância estabelecida.

Na Tabela 4.6.13, apresentam-se os resultados da vazão através dos indicadores de desempenho. Os erros relativos obtidos para a vazão considerando a Eq. 2.4.15 podem-se analisar nas Figuras 4.6.12.a e 4.6.12.b.

Tabela 4.6.13 – Método dos orifícios totalmente submersos: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,084	0,987	0,947	0,934	-0,050	0,124	0,166	-0,496	1,221
$P = 0,165$	-0,169	1,020	0,984	0,964	-0,008	0,081	0,102	-0,124	1,065
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,294	0,984	0,996	0,980	-0,232	0,500	0,614	-0,602	1,582
$P = 0,300$	-0,066	1,011	0,999	0,989	0,228	0,349	0,459	0,724	1,216

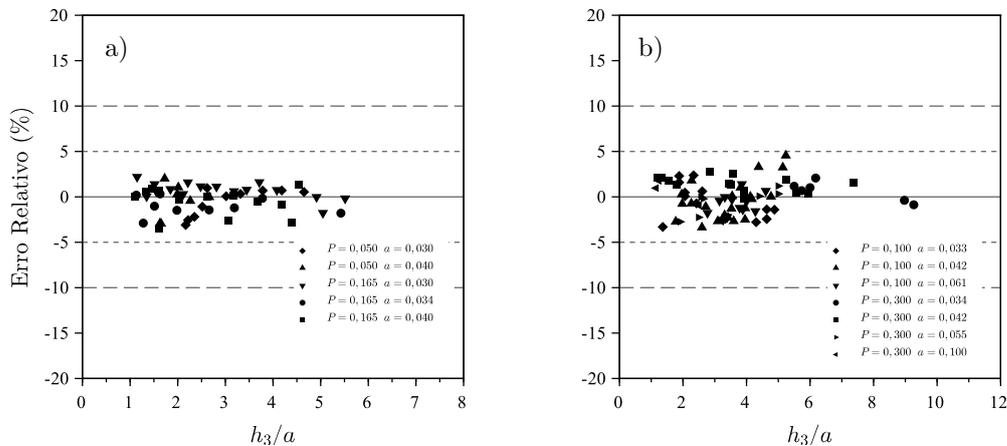


Figura 4.6.12 – Método dos orifícios totalmente submersos: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método USACE

Para determinar a vazão sobre soleiras do tipo WES controladas por comportas de segmento na situação de escoamento com ressalto submerso, USACE (1987) recorre à Eq. 2.4.17.

A partir dos resultados experimentais, determinaram-se os coeficientes de vazão a partir da Eq. 2.4.17, sabendo que o C_{V_S} , neste caso, vem em função de h_3/a . Através de uma regressão não linear pelos mínimos quadrados, obteve-se a Eq. 4.6.5 com $R^2 = 0,977$. O comportamento da Eq. 4.6.5 pode avaliar-se na Figura 2.4.4.

$$C_{V_S} = 0,839 \left(\frac{h_3}{a} \right)^{-1,087} \quad (4.6.5)$$

A vazão calculada pelo método considerando o C_{V_S} da Eq. 4.6.5, apresenta-se na Tabela 4.6.14, sob a forma de indicadores de desempenho. Nas Figuras 4.6.13.a e 4.6.13.b, podem observar-se os erros relativos obtidos.

Tabela 4.6.14 – Método USACE (1987): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	5,222	0,419	0,558	0,234	-0,597	0,597	0,757	-5,722	5,724
$P = 0,165$	-0,025	1,025	0,929	0,907	0,170	0,221	0,278	2,143	2,862
Canal experimental									
$P = 0,100$	1,262	0,933	0,991	0,924	-0,940	1,149	1,370	-2,568	3,405
$P = 0,300$	0,894	0,965	0,992	0,957	-0,044	0,938	1,389	-0,082	3,003

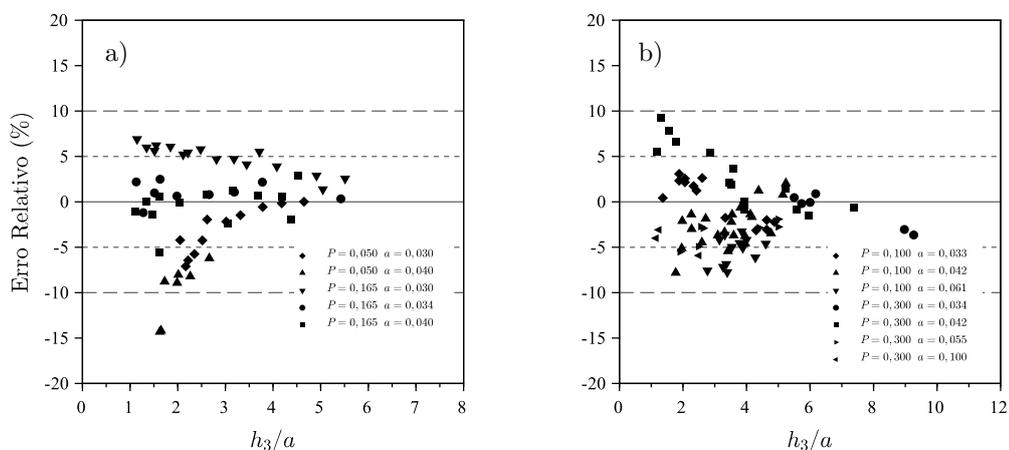


Figura 4.6.13 – Método USACE (1987): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Nago e Furukawa

A aplicação do método Nago e Furukawa (1979) a soleiras controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto submerso requer a utilização da Eq. 2.2.11 e da Eq. 2.4.18. Atendendo a que o método utiliza as alturas h_1 e h'_2 no lugar da altura h_3 , foi necessário estimar o valor da altura h'_2 através da Eq. 2.4.19. Para além das altura de água, é necessário conhecer os valores de C_c e do ângulo de saída da veia líquida recorrendo à Tabela 2.4.1.

Para facilitar a utilização do C_c e de α , determinaram-se através de uma regressão não linear pelos mínimos quadrados, as Eq. 4.6.6 e 4.6.7, cujos R^2 foram, respetivamente, 0,998 e 0,999.

$$C_c = 0,4432 (a/h_1)^3 - 0,296 (a/h_1)^2 + 0,0934 (a/h_1) + 0,6722 \quad (4.6.6)$$

$$\alpha = -20,332 (a/h1)^3 + 10,935 (a/h1)^2 - 4,3157 (a/h1) + 21,05 \quad (4.6.7)$$

Os indicadores de desempenho obtidos apresentam-se na Tabela 4.6.15. Na Figura 4.6.14, podem-se observar os erros relativos correspondentes.

Tabela 4.6.15 – Método Nago e Furukawa (1979): indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (l/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (l/s)	MAE (l/s)	$RMSE$ (l/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	0,627	0,961	0,947	0,910	0,234	0,234	0,281	2,368	2,368
$P = 0,165$	-0,134	1,028	0,981	0,954	0,090	0,124	0,145	1,128	1,601
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,631	0,990	0,989	0,979	0,288	0,773	0,948	1,056	2,501
$P = 0,300$	-0,428	0,995	0,999	0,993	-0,572	0,581	0,785	-2,534	2,561

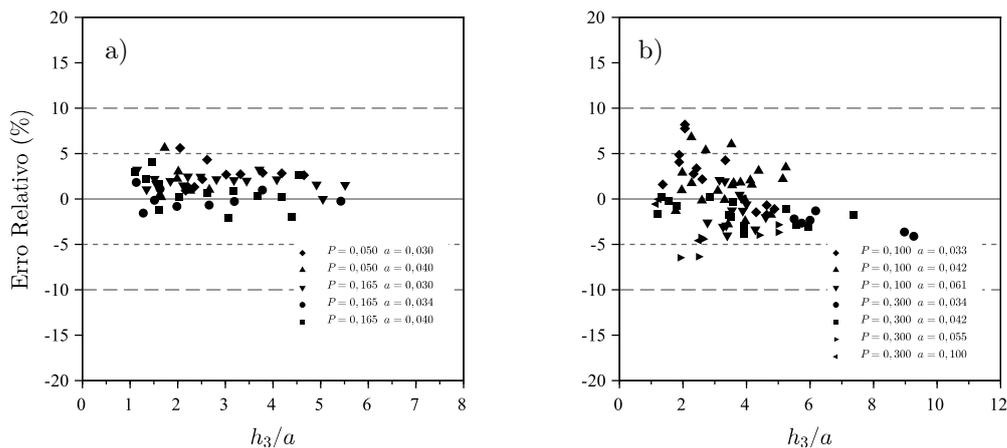


Figura 4.6.14 – Método Nago e Furukawa (1979): erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

Método Ansar e Chen

O método descrito por Ansar e Chen (2009) faz uso da Eq. 2.2.55. Esta equação necessita de dois coeficientes que foram calibrados por Ansar e Chen (2009) para soleiras com paramento de montante vertical e que foram apresentados na secção 2.4.

Para considerar o paramento de montante inclinado, foi necessária uma nova calibração dos parâmetros m_S e n_S da Eq. 2.2.55. A partir dos resultados experimentais para as soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais na situação de escoamento com ressalto submerso, calibraram-se os parâmetros m_S e n_S .

Como as soleiras $P = 0,050$ m e $P = 0,100$ m, respetivamente, as soleiras instaladas nos canais laboratorial e experimental, apresentam uma relação P/H_d semelhante,

agruparam-se os seus resultados experimentais. Utilizou-se uma regressão não linear pelos mínimos quadrados, cujos parâmetros resultantes foram de $m_S = 1,131$ e $n_S = 0,300$ com um $R^2 = 0,989$.

Agruparam-se também os resultados das soleiras $P = 0,165$ m e $P = 0,300$ m considerando a proximidade das relações P/H_d entre soleiras, para calibrar os parâmetros m_S e n_S . Obtiveram-se os parâmetros $m_S = 1,063$ e $n_S = 0,329$ através duma regressão não linear pelos mínimos quadrados com um coeficiente de determinação de 0,991.

Não foi considerada a altura cinética do escoamento no cálculo da vazão porque, de acordo com Ansar e Chen (2009), os parâmetros m_S e n_S já contemplam esse efeito.

Os resultados da vazão obtidos pelo método Ansar e Chen (2009) apresentam-se na Tabela 4.6.16, através dos indicadores de desempenho. Os erros relativos obtidos no cálculo da vazão apresentam-se nas Figuras 4.6.15.a e 4.6.15.b.

Tabela 4.6.16 – Método Ansar e Chen: indicadores de desempenho para a situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	4,631	0,533	0,489	0,261	-0,047	0,394	0,486	-0,265	3,918
$P = 0,165$	0,296	0,984	0,846	0,832	0,170	0,321	0,367	2,190	4,102
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,758	0,977	0,992	0,969	-0,009	0,641	0,801	0,169	2,087
$P = 0,300$	2,715	0,903	0,992	0,896	0,135	1,299	1,851	1,894	4,334

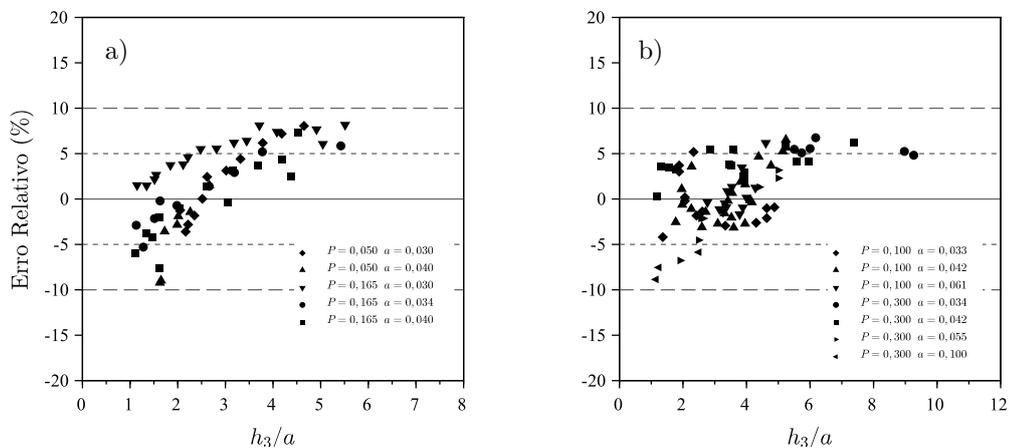


Figura 4.6.15 – Método Ansar e Chen: erros relativos obtidos na situação de escoamento submerso em soleiras do tipo WES controladas por comporta: a) canal laboratorial b) canal experimental

4.6.3 Discussão dos resultados

Como já se viu anteriormente, deve verificar-se o requisito de $F_r < 0,5$ para determinar a vazão em escoamentos com superfície livre. Na Tabela 4.6.1, apresentaram-se os valores de F_r , que foram sempre inferiores a 0,5. Considera-se, por isso, que existem as condições necessárias do escoamento imediatamente a montante das soleiras para determinar a vazão.

A transição entre ressalto livre e submerso nas soleiras do tipo WES controladas por comporta plana vertical foi identificada nos ensaios realizados quando o aumento da altura de água a jusante da soleira, na forma de ressalto hidráulico (h_3), começa a influenciar a altura de água a montante da soleira (h_1). Nas Figuras 4.6.16 e 4.6.17, apresentam-se os resultados experimentais que correspondem ao escoamento com ressalto submerso nos canais laboratorial e experimental.

Também estão representadas nas Figuras 4.6.16 e 4.6.17 as curvas que permitem caracterizar a transição entre escoamentos de acordo com Grace (1963), modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) e Nago e Furukawa (1979). Verifica-se nas figuras, que as curvas que melhor descrevem a transição são as de Grace (1963) e as curvas P_2/a de Nago e Furukawa (1979) e que o limite $h_3 = 2/3 h_1$ é o que pior caracteriza a transição entre escoamentos.

A transição definida por Nago e Furukawa (1979) permitiu identificar praticamente a totalidade dos resultados corretamente. Neste caso, a altura h_3 máxima de água para que o escoamento ocorra com ressalto livre, pode ser determinada recorrendo ao método da bissecção para a resolução da Eq. 2.4.19. Esta transição é definida por um conjunto de curvas, em função de P_2/h_1 , como se pode observar na Figura 2.4.3.

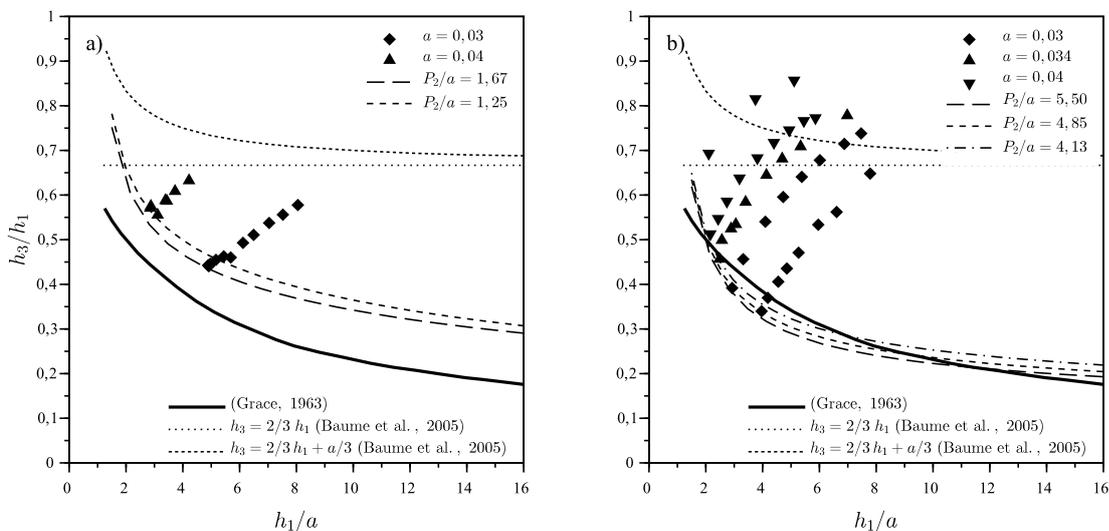


Figura 4.6.16 – Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso para comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES do canal laboratorial: a) $P_2 = 0,05$ m; b) $P_2 = 0,165$ m

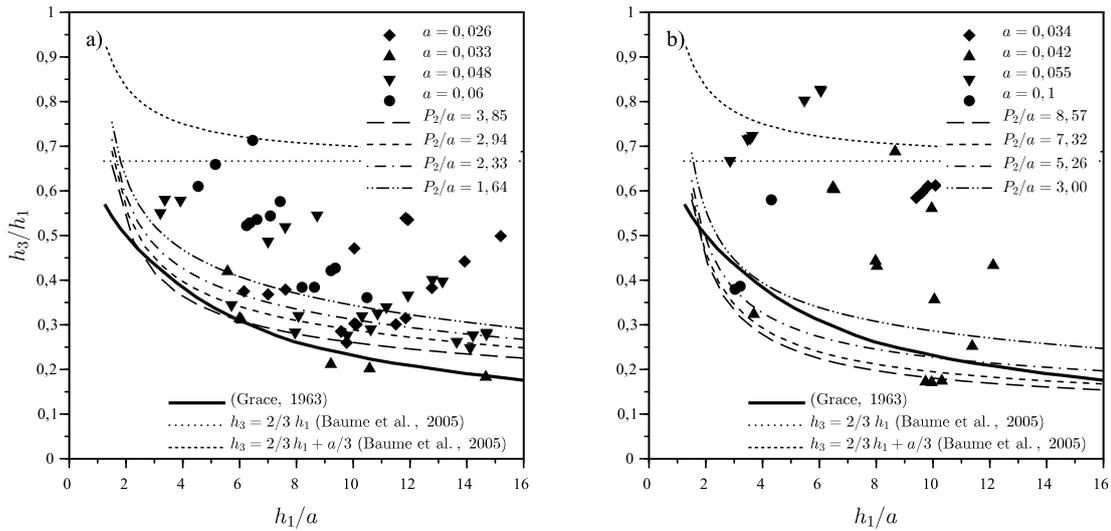


Figura 4.6.17 – Comparação de critérios de transição entre escoamento livre e submerso para comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES do canal experimental: a) $P_2 = 0,100$ m; b) $P_2 = 0,300$ m

Escoamento livre

Seguidamente, analisam-se os resultados do escoamento em soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais na situação de ressalto livre para os canais laboratorial e experimental. Para simplificar a análise dos métodos utilizados, apresentam-se nas Figuras 4.6.18 e 4.6.19, respetivamente, os resultados resumidos dos valores do MAPE e do MPE obtidos para cada método. A Figura 4.6.18 representa o erro percentual médio absoluto e a Figura 4.6.19 o erro percentual médio.

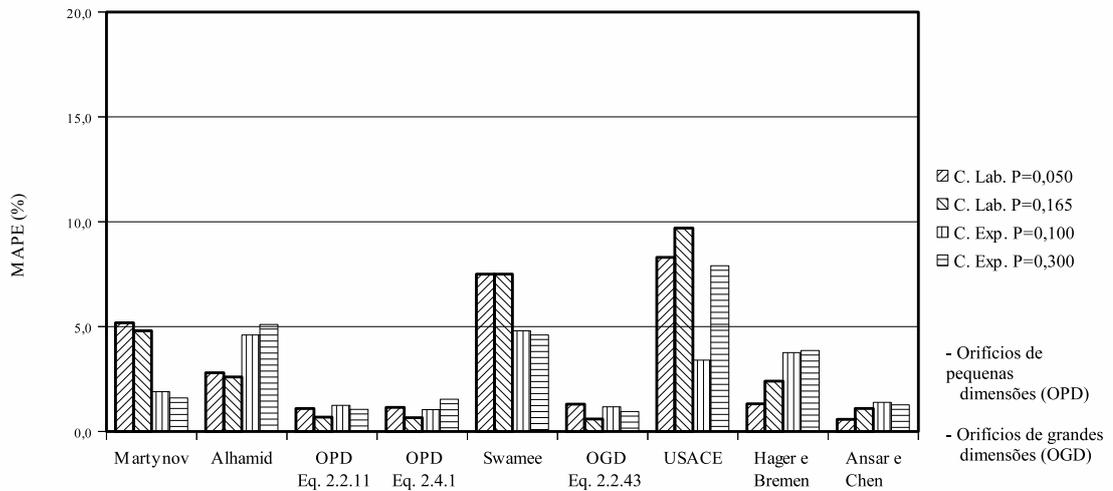


Figura 4.6.18 – Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto livre para os canais laboratorial e experimental

Os métodos dos orifícios de pequenas dimensões (Eq. 2.2.11 e 2.4.1), dos orifícios de

grandes dimensões (Eq. 2.2.43) e de Ansar e Chen (2009) apresentam um MAPE inferior a 2% (Figura 4.6.18) e um MPE que varia entre -1,5% e 1,5% (Figura 4.6.19). A soleira com $P = 0,300$ m do canal experimental apresenta uma tendência para subestimar a vazão, enquanto que nas outras a tendência é oposta, com exceção da soleira com $P = 0,050$ m do canal laboratorial, que não apresenta uma tendência bem definida. Para valores de h_1/a baixos, os resultados obtidos pelos métodos apresentam maior dispersão dos resultados (Figuras 4.6.4, 4.6.5, 4.6.7 e 4.6.10). Esta tendência já tinha sido referida por George (1994).

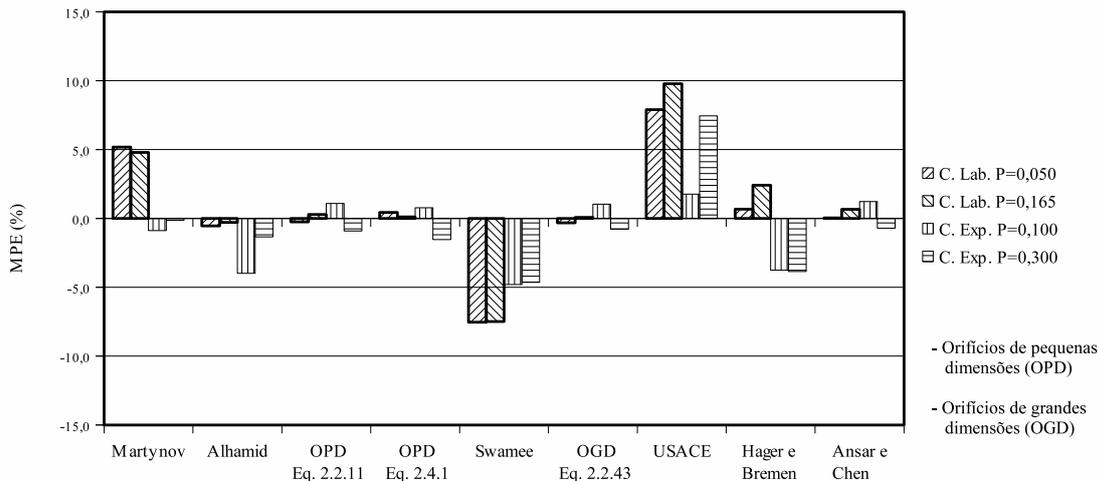


Figura 4.6.19 – Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto livre nos canais laboratorial e experimental

Para o canal experimental, com o método Martynov (1978) obtiveram-se valores de MAPE e de MPE aproximadamente de 5% (Figuras 4.6.18 e 4.6.19), demonstrando o método uma tendência para sobrestimar a vazão. Para as soleiras do canal experimental, o MAPE e o MPE (Figuras 4.6.18 e 4.6.19) indicam resultados semelhantes aos obtidos nos métodos dos orifícios de pequenas dimensões, dos orifícios de grandes dimensões (Eq. 2.2.43) e de Ansar e Chen (2009), com pequena tendência para subavaliar a vazão.

Sabendo que as soleiras analisadas por Martynov (1978) eram com paramento de montante vertical, considerou-se a possibilidade de calibrar o C_V dado pela Eq. 2.4.2, de modo a refletir as características geométricas das soleiras dos canais laboratorial e experimental. A partir dos resultados experimentais na situação de ressalto livre, realizou-se uma regressão não linear pelos mínimos quadrados para calibrar os diferentes coeficientes da Eq. 2.4.2, da qual resultou a Eq. 4.6.8 calibrada com um $R^2 = 0,894$.

$$C_V = 0,6308 + 0,0085 \frac{H_1}{H_d} - \left(\frac{a}{H_1} \right)^2 \left[0,2784 - 0,006 \left(\frac{H_1}{H_d} \right)^2 \right] \quad (4.6.8)$$

Os resultados da calibração do C_V para o método Martynov (1978) podem ser analisados

na Tabela 4.6.17 através dos indicadores de desempenho. Verifica-se uma melhoria no desempenho do método Martynov (1978) após a calibração do C_V , obtendo-se prestações semelhantes às dos métodos dos orifícios de pequenas dimensões, dos orifícios de grandes dimensões e de Ansar e Chen (2009).

Tabela 4.6.17 – Método Martynov calibrado: indicadores de desempenho para a situação de escoamento livre em soleiras do tipo WES controladas por comporta

	a (1/s)	b (-)	R^2 (-)	wR^2 (-)	ME (1/s)	MAE (1/s)	$RMSE$ (1/s)	MPE (%)	$MAPE$ (%)
Canal laboratorial									
$P = 0,050$	-0,732	1,092	0,995	0,912	0,076	0,168	0,184	0,618	1,933
$P = 0,165$	-0,029	1,005	0,997	0,992	0,012	0,075	0,097	0,133	0,909
Canal experimental									
$P = 0,100$	0,144	0,994	0,998	0,992	0,052	0,114	0,148	0,436	0,825
$P = 0,300$	0,108	0,978	0,999	0,977	-0,417	0,432	0,496	-1,704	1,764

O método Alhamid (1999), tendo em conta os valores do MPE obtidos (Figura 4.6.19), apresenta uma tendência geral para subestimar a vazão com especial incidência nos resultados do canal experimental. Os valores do MAPE são cerca de 3% para as soleiras do canal laboratorial e da ordem dos 5% para as do canal experimental (Figura 4.6.18). Embora Alhamid (1999) considere que o perímetro molhado e o raio hidráulico são fatores de forma adequados para caracterizar o valor do C_V , verifica-se que para as soleiras utilizadas nos dois canais conduziram a uma grande amplitude dos erros relativos, que variam em função de h_1/a , como se pode observar na Figura 4.6.2.

Os métodos Swamee *et al.* (1998) e USACE (1987) são os que apresentam maiores erros com valores do MAPE que variam aproximadamente entre os 4,5% e os 10% (Figura 4.6.18). O método Swamee *et al.* (1998) subestima, de modo geral, a vazão para as soleiras dos dois canais, com valores do MPE inferiores a 5% (Figura 4.6.19), enquanto que o método USACE (1987) sobrestima a vazão, com valores do MPE superiores a 7%, com exceção da soleira de $P = 0,100$ m do canal experimental que apresentou um valor de 1,8% (Figura 4.6.19). Em ambos os métodos, a dispersão dos erros relativos é grande e varia em função de h_1/a (Figuras 4.6.6 e 4.6.8).

Para o método Hager e Bremen (1988), obtiveram-se valores do MAPE compreendidos entre 1,3% e 3,9% (Figura 4.6.18), apresentando as soleiras do canal experimental os valores do MAPE mais elevados. De acordo com os resultados do MPE (Figura 4.6.19), as soleiras do canal laboratorial apresentam alguma tendência para sobrestimar a vazão e as do canal experimental apresentam maior tendência para subestimar a vazão. Para este método, nas Figuras 4.6.9.a e 4.6.9.b, pode observar-se, para valores de h_1/a menores, uma maior dispersão dos erros relativos.

Escoamento submerso

Passam-se a analisar os resultados do escoamento em soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais na situação de ressalto submerso dos canais laboratorial e experimental. Nas Figuras 4.6.20 a 4.6.21, apresentam-se, respetivamente, os valores sintetizados do MAPE e do MPE.

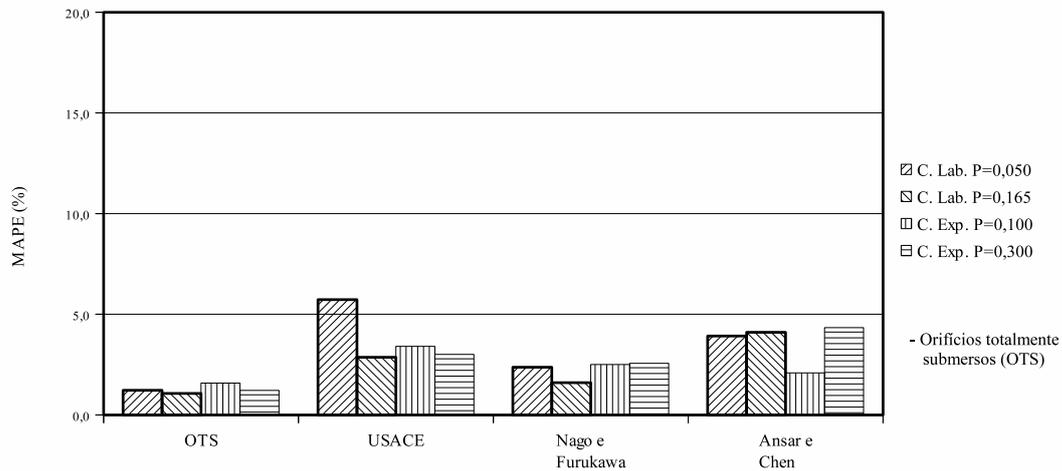


Figura 4.6.20 – Valores do MAPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto submerso nos canais laboratorial e experimental

Para a Eq. 2.4.15 dos orifícios totalmente submersos os resultados do MAPE são inferiores a 1,6% (Figura 4.6.20) e os do MPE indicam uma pequena tendência para subestimar a vazão com exceção da soleira de $P = 0,300$ m do canal experimental que apresenta tendência para sobrestimar a vazão (Figura 4.6.21).

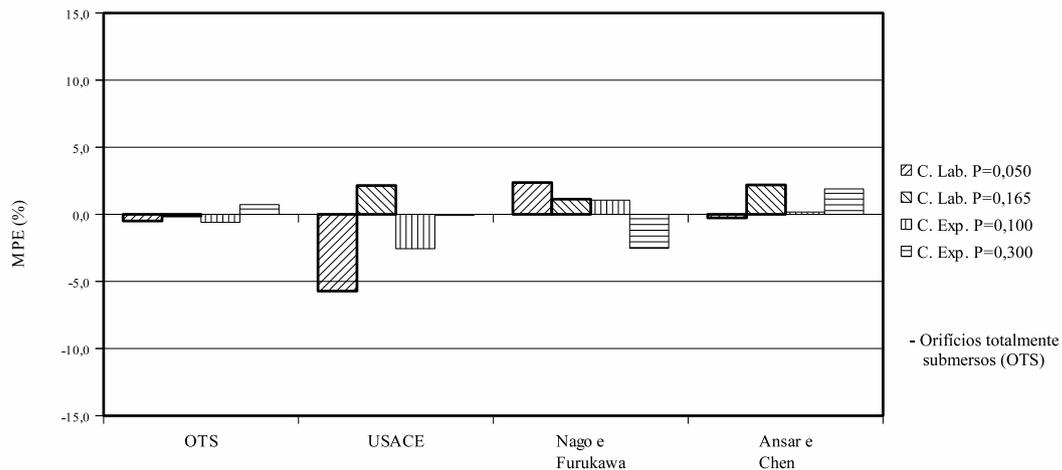


Figura 4.6.21 – Valores do MPE obtidos por diferentes métodos de cálculo para soleiras controladas por comportas na situação de ressalto submerso nos canais laboratorial e experimental

A partir da Figura 4.6.11, constata-se que, para o método dos orifícios totalmente submersos, o valor experimental do C_V varia pouco. Obtiveram-se os valores médios do C_V de 0,693 para as soleiras do canal laboratorial e de 0,724 para as do canal experimental.

Para o domínio dos valores de h_1/a estudados, verificou-se que o valor do C_V varia $\pm 4\%$ em relação às médias. Os resultados do C_V estão em sintonia com o descrito por Bos (1989), Brater *et al.* (1996), USBR (2001) e Gribbin (2013), apresentando um C_V praticamente constante. A diferença entre os valores experimentais do C_V e os descritos por Bos (1989), Brater *et al.* (1996), USBR (2001) e Gribbin (2013) refletem as diferentes geometrias de contorno dos orifícios (contração incompleta e as arestas dos orifícios não serem vivas) das soleiras controladas por comporta ensaiadas.

Para o método USACE (1987), foram obtidos valores do MAPE superiores a 2,8% sendo a soleira com $P = 0,050$ m do canal laboratorial que obteve um valor mais gravoso do MAPE de 5,7% (Figura 4.6.20). Em função dos valores do MPE obtidos por este método, as soleiras $P = 0,050$ m e $P = 0,100$ m (“baixas”), respetivamente, dos canais laboratorial e experimental, apresentam uma tendência bem definida para subestimar a vazão (Figura 4.6.21).

Os erros relativos, que podem observar-se nas Figuras 4.6.13.a e 4.6.13.b, apresentam uma grande dispersão de resultados. Esta dispersão pode justificar-se devido ao comportamento assintótico do C_{V_S} para $h_3/a \lesssim 4$ (Figura 2.4.4), em que, para pequenas variações do valor de h_3 , são obtidas grande variações do C_{V_S} . A variabilidade do C_{V_S} para baixos valores de h_3/a já tinha sido referida por Rantz *et al.* (1982).

Os valores do MAPE obtidos pelo método Nago e Furukawa (1979) estão compreendidos entre 1,6% e 2,6% (Figura 4.6.20). Este método apresenta tendência para sobrestimar a vazão, de acordo com os MPE calculados (Figura 4.6.21), excetuando-se a soleira com $P = 0,300$ m do canal experimental, que apresenta tendência contrária.

No caso do método Ansar e Chen (2009), os valores do MAPE variam entre 2,1% e 4,3% (Figura 4.6.20). As soleiras de $P = 0,165$ m e $P = 0,300$ m, respetivamente, dos canais laboratorial e experimental, apresentam uma clara tendência para sobrestimar a vazão de acordo com os valores do MPE determinados, situação que não se verifica de forma tão clara para as soleiras de $P = 0,050$ m e de $P = 0,100$ m, respetivamente, dos canais experimental e experimental (Figura 4.6.21). Na Figura 4.6.15, pode observar-se que os erros relativos obtidos para método Ansar e Chen (2009) apresentam uma grande dispersão crescendo com h_3/a .

Os critérios para transição entre escoamentos livre, parcialmente submerso e totalmente submerso utilizados pelo modelo SIC (Baume *et al.*, 2005) podem ser avaliados nas Figuras 4.6.16 4.6.17. Verifica-se que a maioria dos resultados experimentais são classificados pelo método como escoamento com ressalto livre. Por esta razão, não se apresentam os resultados obtidos para este método porque os erros relativos determinados eram muito elevados. Esta situação deve-se a que o modelo SIC classifica de forma inadequada os tipos de escoamento devido a utilizar critérios semelhantes aos utilizados para soleiras espessas.

4.7 Algoritmo de vazão generalizado

Em função dos resultados obtidos na secções 4.4, 4.5 e 4.6, passa-se a apresentar o algoritmo de vazão generalizado, sob a forma de fluxograma, proposto para soleiras do tipo WES controladas ou não por comportas planas verticais nas situações de escoamento com ressalto livre ou submerso. Para além dos resultados obtidos na determinação da vazão considerou-se também como requisito, para definição dos fluxogramas, os métodos que apresentavam menor número de parâmetros a calibrar *in situ*.

Por questões de legibilidade, o fluxograma global foi subdividido em várias componentes (Figuras 4.7.1 a 4.7.5). O processo de cálculo tem início no fluxograma da Figura 4.7.1. Dependendo da existência ou não de soleira (P_1) o fluxograma direciona o cálculo para as Figuras 4.7.2, 4.7.3 e 4.7.5, que representam, respetivamente, a soleira do tipo WES controlada por comporta plana vertical, a soleira do tipo WES e a comporta plana vertical, podendo o escoamento ser controlado ou não. De acordo com Boiten (1992) e HEC (2010), uma comporta não exerce controlo sobre o escoamento quando $h_1 < 1,25 a$, tendo sido este o critério considerado no fluxograma da Figura 4.7.1.

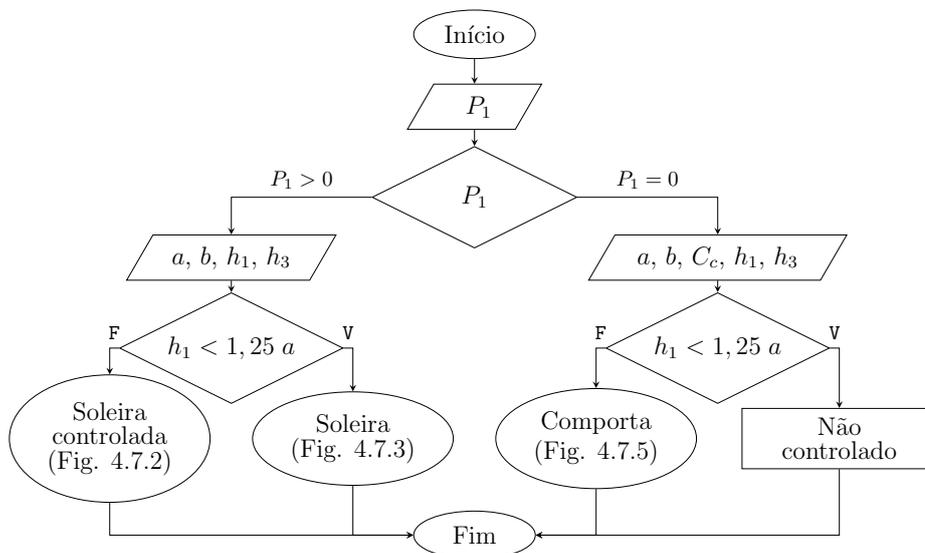


Figura 4.7.1 – Fluxograma: geral

Para definição do fluxograma da Figura 4.7.2, relativo a soleiras do tipo WES controladas por comportas, consideraram-se os seguintes aspetos: transição entre escoamento com ressalto livre e submerso determinado pela Eq. 2.4.11 (Grace, 1963), pela sua simplicidade e porque, de forma geral, permite identificar adequadamente a transição entre escoamentos; utilização da Eq. 2.4.1 para determinar a vazão na situação de escoamento com ressalto livre, porque só necessita de um valor médio do C_V , obtido experimen-

mente; recurso à Eq. 2.4.15 dos orifícios totalmente submersos para determinar a vazão na situação de escoamento com ressalto submerso, porque, dos métodos utilizados, a Eq. 2.4.15 é a que apresentou menor dispersão de resultados, bastando obter o C_V calibrado em função de a/h_1 .

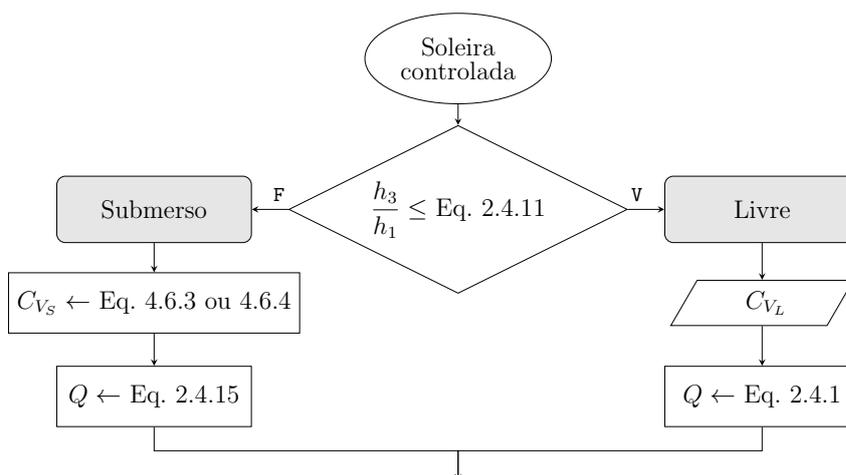


Figura 4.7.2 – Fluxograma: determinação da vazão sobre soleiras do tipo WES controladas por comportas planas verticais

Relativamente às soleiras do tipo WES e para definição do fluxograma da Figura 4.7.3, considerou-se: a transição entre escoamentos com ressalto livre e submerso determinada pela Eq. 4.5.1 (Grace, 1963), atendendo a que das transições analisadas é a que melhor caracteriza a transição entre escoamentos; para determinação da vazão na situação de escoamento com ressalto livre, utilizou-se o método proposto pelo USBR (1987) (Eq. 2.3.20), considerando os bons resultados experimentais e a vasta utilização do método para este tipo de estruturas e por não necessitar de calibração prévia. Neste caso, o valor do C_V poderá ser obtido através do fluxograma da Figura 4.7.4; para a determinação da vazão na situação de ressalto submerso, recorreu-se ao fator de redução da vazão proposto por Alves e Martins (2011), porque este método não necessita de calibração. No entanto, salienta-se que para grandes graus de submersão, a determinação da vazão pode apresentar os erros relativos elevados (Wahl, 2002; Tullis e Neilson, 2008), sendo o método de Alves e Martins mais adequado para $h_3/h_1 < 0,92$ (Alves e Martins, 2011).

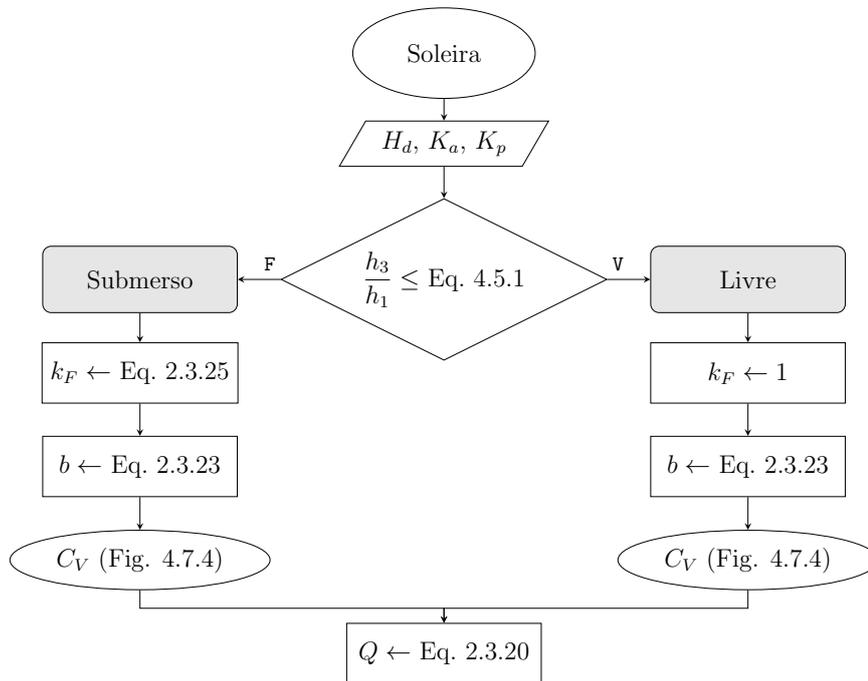


Figura 4.7.3 – Fluxograma: determinação da vazão sobre soleiras do tipo WES

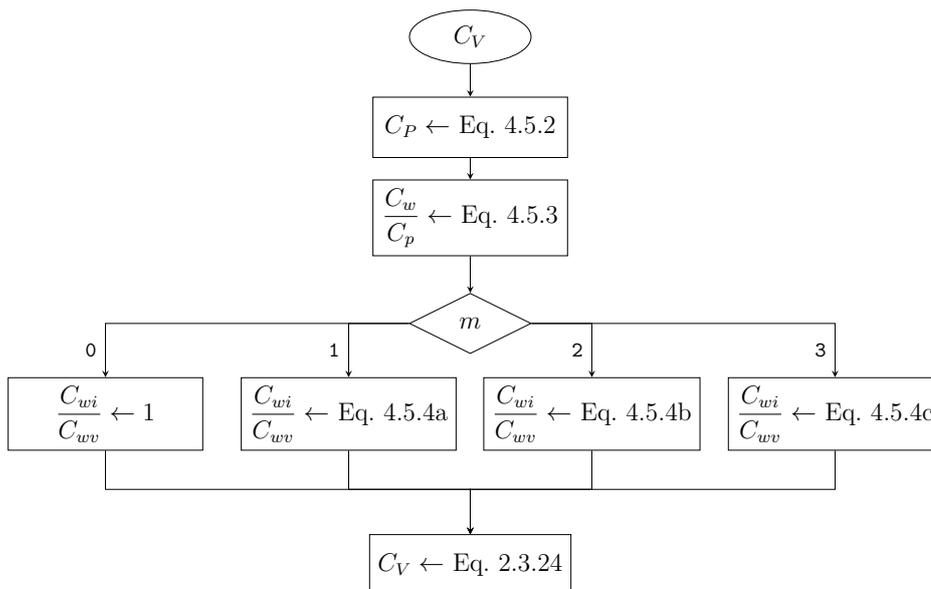


Figura 4.7.4 – Fluxograma: C_V relativo a soleiras do tipo WES

Para a determinação da vazão em comportas planas verticais, fluxograma da Figura 4.7.5, considerou-se o método proposto por Rajaratnam e Subramanya (1967a). Optou-se por esta metodologia por não necessitar de calibração e por permitir determinar adequadamente a vazão para as situações de escoamentos com ressalto livre e submerso assim como a transição entre escoamentos.

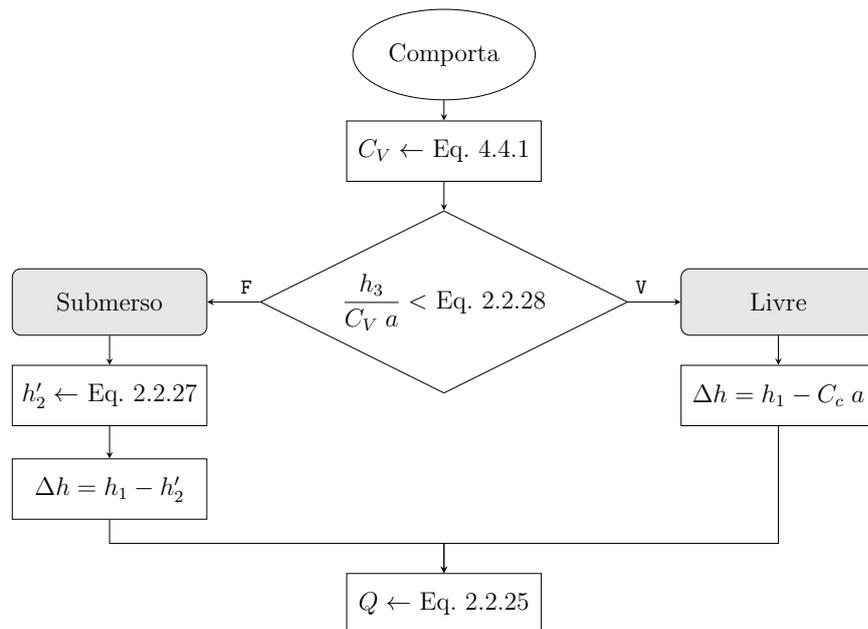


Figura 4.7.5 – Fluxograma: determinação da vazão sob comportas planas verticais

Capítulo 5

Conclusões e trabalho futuro

O presente trabalho teve como principal objetivo a obtenção de um algoritmo de vazão generalizado, para determinar a vazão em soleiras controladas ou não por comportas. Para o efeito, foram realizados ensaios experimentais em comportas planas verticais e soleiras do tipo WES controladas ou não por comporta plana vertical, que decorreram no canal laboratorial de declive variável e no canal experimental automático da Universidade de Évora. As estruturas hidráulicas foram ensaiadas para as situações de escoamento com ressalto livre e submerso.

Apresentam-se, de seguida, as principais conclusões obtidas. Sintetizam-se, em primeiro lugar, as conclusões obtidas para as comportas planas verticais e, seguidamente, para as soleiras do tipo WES. Apresentam-se, finalmente, as sugestões para futuros trabalhos.

Comportas planas verticais:

- a transição entre ressaltos livre e submerso foi, de modo geral, determinada de forma adequada utilizando o princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total;
- dos diferentes métodos aplicados para a determinação da vazão sob comportas planas verticais, nas situações de ressalto livre e submerso, verificou-se que os métodos baseados no princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total são os que apresentam melhores resultados para as comportas estudadas. Verificou-se ainda que, para as alturas de abertura das comportas usadas, a aplicação dos métodos que consideram a divisão do escoamento submerso em escoamento parcial e totalmente submerso não se traduz numa melhoria dos resultados da vazão.

Soleiras do tipo WES:

- verificou-se que a transição entre ressaltos livre e submerso varia com H_1/H_d e que esta transição é melhor caracterizada pela curva obtida por Grace (1963);
- para a determinação da vazão na situação de escoamento com ressalto livre, constatou-se que a utilização da equação clássica (Eq. 2.3.20) permite a obtenção de bons resultados sempre que seja considerado o C_V em função de H_1/H_d . Embora esta equação seja utilizada por diversos autores, o USBR (1987) apresenta uma solução mais sistematizada, com uma forte componente experimental e ampla aplicação. Como consequência do vasto trabalho realizado pelo USBR (1987), obtiveram-se no presente trabalho bons resultados na determinação da vazão para as soleiras do tipo WES utilizadas nos canais laboratorial e experimental;
- a análise do escoamento sobre soleiras do tipo WES com ressalto submerso tem sido, frequentemente, abordada empiricamente. Na generalidade, estas metodologias permitem determinar a vazão de forma adequada para $h_3/h_1 < 0,9$, apresentando, no entanto, erros relativos superiores aos alcançados para o escoamento com ressalto livre. A generalidade dos métodos analisados apresentou erros relativos bastante mais elevados para $h_3/h_1 > 0,9$, com exceção do método de Skogerboe *et al.* (1967), que foi o que apresentou uma distribuição mais uniforme dos erros relativos para h_3/h_1 . Por outro lado, contrariamente ao que seria expectável, da aplicação do método proposto pelo USBR (1987) resultaram erros relativos que aumentam em função de h_3/h_1 . Este resultado pode ser devido ao fato de o ábaco proposto pelo USBR (1987) ter sido desenvolvido para soleiras com paramento de montante vertical. Verificou-se ainda que, quando o ressalto é submerso, a geometria da soleira influencia o grau de submersão, o que afeta consequentemente o resultado da vazão.

Soleiras do tipo WES controladas por comporta:

- é prática corrente definir a transição entre ressaltos livre e submerso em soleiras controladas por comporta por $h_3 < 2/3 h_1$ (Rantz *et al.*, 1982; Barkau, 2001; Baume *et al.*, 2005; Ansar e Chen, 2009; HEC, 2010). Contudo, no presente trabalho, verificou-se que as propostas de Grace (1963) (obtida experimentalmente) e Nago e Furukawa (1979) (obtida a partir do princípio da conservação da energia e da quantidade de movimento total) explicam melhor esta transição. Verificou-se ainda que a transição entre ressaltos livre e submerso é influenciada pela altura de jusante da soleira;
- a formulação dos orifícios de pequenas dimensões (Eq. 2.2.11 e Eq. 2.4.1) e a dos orifícios de grandes dimensões (Eq. 2.2.43), quando convenientemente calibradas, apresentam bons resultados na determinação da vazão em soleiras do tipo WES controladas por comportas na situação de escoamento com ressalto livre;
- para o escoamento em soleiras controladas por comportas na situação de ressalto

submerso, verificou-se que a aplicação da formulação dos orifícios totalmente submersos (Eq. 2.4.15) conduz a bons resultados; no entanto, esta abordagem requer que a calibração do C_V seja realizada em função das características geométricas da soleira e da comporta.

Foi definido um algoritmo de vazão generalizado para determinar a vazão em soleiras do tipo WES controladas ou não por comportas, que garante a continuidade das soluções em todo o domínio de funcionamento das estrutura hidráulicas estudadas (*i.e.*, escoamento com ressalto livre ou submerso e transição entre escoamentos).

Como sugestões de trabalho futuro podem-se destacar as seguintes:

- realização de ensaios em comportas planas verticais e/ou soleiras controladas por comporta, que permitam validar o algoritmo proposto para grandes alturas de abertura das comportas (orifícios de grandes dimensões) para a situação de escoamento com ressalto livre e submerso. Também se considera de especial importância que esta análise seja alargada ao escoamento parcialmente submerso. Esta necessidade já tinha sido evidenciada anteriormente por Wahl (2005), Cassan e Belaud (2010) e Belaud *et al.* (2012);
- os resultados dos modelos físicos reduzidos e dos protótipos, por vezes, apresentam diferenças entre si resultantes das simplificações utilizadas na construção dos modelos físicos reduzidos (Clemmens *et al.*, 2003; Lozano *et al.*, 2010). Para minimizar estas diferenças (*e.g.*, espessura da comporta e sistema de estanquidade) poderia ser de utilidade alargar a investigação a protótipos ou a modelos físicos reduzidos com geometrias de comporta mais semelhantes às usadas nos protótipos;
- em canais de adução, para além das soleiras do tipo WES, podem utilizar-se outras geometrias de soleira; por este motivo, a implementação de um algoritmo de vazão generalizado adaptado a outras geometrias de soleira (*e.g.*, soleiras do tipo Neyrpic), associadas ou não a comporta, também se afigura como uma área de estudo relevante;
- a determinação da vazão sobre soleiras quando sujeitas a grandes graus de submersão, normalmente, apresenta erros elevados (Wahl, 2002; Tullis e Neilson, 2008); no presente trabalho, também foram identificados erros relativos grandes para elevados graus de submersão em soleiras do tipo WES; por este motivo, a análise de soleiras sujeitas a graus de submersão elevados também se pode apresentar interessante para novas investigações;
- na atualidade, destaca-se uma nova tendência para a análise do escoamento em estruturas hidráulicas com recurso à modelação computacional; evidenciam-se, nesta área, os estudos realizados por Kim (2007), Akoz *et al.* (2009) e Cassan e Belaud (2012) para a análise do escoamento sob comportas e, para escoamento sobre soleiras, os de Savage e Johnson (2001), Kim e Park (2005) e Toombes

(2014); no entanto, apresentam características que os tornam difíceis de analisar através da modelação computacional; desta forma, a via experimental, através dos modelos físicos reduzidos, continua a ser muito importante (Hager e Boes, 2014); assim, a associação da modelação computacional com o estudo em modelos físicos reduzidos pode apresentar-se vantajosa levando a uma redução de custos e um melhor desempenho das estruturas hidráulicas (Willey *et al.*, 2012; Hager e Boes, 2014).

Referências bibliográficas

- Abecassis, F. M. M. (1961). *Soleiras descarregadoras - Alguns problemas especiais - Memória N^o 175*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Akoz, M. S., M. S. Kirkgoz, e A. A. Oner (2009). Experimental and numerical modeling of a sluice gate flow. *J Hydraul Res* 47(2), 167–176.
- Alhamid, A. A. (1999). Coefficient of discharge for free flow sluice gates. *J. King Sand Univ., Eng. Sci.* 11, 33–48.
- Almeida, M., J. Figueiredo, e M. Rijo (2002). Scada configuration and control modes implementation on an experimental water supply canal. In *Proc. of 10th IEEE Mediterranean Conference on Control and Automation (MED2002)*, Lisbon.
- Alves, E. e R. Martins (2011, Jan). Discussion of "Generalized Flow Rating Equations at Prototype Gated Spillways" by Matahel Ansar and Zhiming Chen. *J Hydraul Eng, ASCE* 137(1), 142–144.
- Ansar, M. (2001). Simultaneous flow over and under a gate - Discussion. *J Hydraul Eng, ASCE* 127(5), 325–326.
- Ansar, M. e Z. M. Chen (2009). Generalized flow rating equations at prototype gated spillways. *J Hydraul Eng, ASCE* 135(7), 602–608.
- Arduino (2013). Arduino home page. <http://arduino.cc/>.
- Armfield (1999). *Instruction Manual - Glass sided tilting flume (S6)*. Armfield Limited. Issue 12.
- Arranja, C. (2005). Calibração dos coeficientes de vazão das estruturas hidráulicas. Relatório técnico.
- Attia, M. I. e M. H. R. Ibrahim (2009). Turbulence characteristics in submerged hydraulic jump below silled sluice gates besides studying also the scale effects in free efflux below gate of variable openings. *Mansoura Engineering Journal* 34, 8–24.

- Azamathulla, H. M., Z. Ahmad, e A. Ab. Ghani (2013). Computation of discharge through side sluice gate using gene-expression programming. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 62(1), 115–119.
- Azimi, A., N. Rajaratnam, e D. Zhu (2014). Submerged flows over rectangular weirs of finite crest length. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 140(5), 06014001.
- Azimi, A. H. e N. Rajaratnam (2009). Discharge characteristics of weirs of finite crest length. *Journal of Hydraulic Engineering* 135(12), 1081 – 1085.
- Azimi, A. H., N. Rajaratnam, e D. Z. Zhu (2012). A note on sharp-crested weirs and weirs of finite crest length. *Canadian Journal of Civil Engineering* 39(11), 1234 – 1237.
- Bagheri, S. e M. Heidarpour (2010). Application of free vortex theory to estimating discharge coefficient for sharp-crested weirs. *Biosystems Engineering* 105(3), 423 – 427.
- Barkau, R. L. (2001). *UNET One-Dimensional Unsteady Flow Through a Full Network of Open Channels*. US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Baume, J. P., P. O. Malaterre, B. Gilles, e L. G. Benoit (2005). SIC: a 1D Hydrodynamic Model for River and Irrigation Canal Modeling and Regulation. In R. C. V. Silva (Ed.), *Métodos Numéricos em Recursos Hídricos 7*. ABRH (Associação Brasileira de Recursos Hídricos).
- Belaud, G., L. Cassan, e J.-P. Baume (2009, Dez). Calculation of contraction coefficient under sluice gates and application to discharge measurement. *J Hydraul Eng, ASCE* 135(12), 1086–1091.
- Belaud, G., L. a. Cassan, e J. Baume (2012). Contraction and correction coefficients for Energy-Momentum balance under sluice gates. In E. D. Loucks (Ed.), *World Environmental and Water Resources Congress*, pp. 2116–2127.
- Bijankhan, M., V. Ferro, e S. Kouchakzadeh (2012). New stage-discharge relationships for free and submerged sluice gates. *Flow Measurement and Instrumentation* 28, 50–56.
- Bijankhan, M. e S. Kouchakzadeh (2011). Discussion of 'benchmark of discharge calibration methods for submerged sluice gates' by carlos sepúlveda, manuel gómez, and josé rodellar. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 137(1), 56 – 57.
- Boes, R. M. e W. H. Hager (2003). Two-phase flow characteristics of stepped spillways. *Journal of Hydraulic Engineering* 129(9), 661.

- Boiten, W. (1992, Jun). Vertical gates for the distribution of irrigation water. Publication 465, Delft Hydraulics.
- Bos, M. G. (1989). *Discharge measurement structures* (3 ed.). Wageningen, Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement / ILRI, Publication No. 20.
- Bos, M. G., J. Replogle, e A. Clemmens (1984). *Flow measuring flumes for open channel systems*. John Wiley & Sons.
- Bradley, J. N. (1945). Studies of flow characteristics, discharge and pressure relative to submerged dams. Technical report, U. S. Bureau Reclamation, Hydraulic Laboratory Report 182.
- Bradley, J. N. (1952). Discharge coefficients for irregular overfall spillways. Engineering monographs 9, United States Department of the Interior - Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Bradley, J. N. (1978). *Hydraulics of bridge waterways*. Hydraulic design series 1. Washington: U.S. Federal Highway Administration.
- Brater, E. F., H. W. King, J. E. Lindell, e C. Y. Wei (1996). *Handbook of Hydraulics* (7 ed.). McGraw-Hill.
- Buyalski, C. P. (1983). *Discharge algorithms for canal radial gates*. Hydraulics Branch, Division of Research and Laboratory Services, Engineering and Research Center, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation ; available from the National Technical Information Service, Operations Division, Denver, Colo. : Springfield, Va.
- Cassan, L. e G. Belaud (2010). Experimental and numerical studies of the flow structure generated by a submerged sluice gate. In *First European Congress of the IAHR*. The First European Congress IAHR, Edinburgh.
- Cassan, L. e G. Belaud (2012). Experimental and numerical investigation of flow under sluice gates. *J Hydraul Eng, ASCE* 138(4), 367 – 373.
- Chanson, H. (2004). *The hydraulics of open channel flow: an introduction; basic principles, sediment motion, hydraulic modelling, design of hydraulic structures*. Butterworth-Heinemann.
- Chaudhry, M. H. (2007). *Open-Channel Flow*. Springer Publishing Company, Incorporated.
- Chow, V. T. (1959). *Open-channel hydraulic*. McGraw-Hill, New York.
- Clemmens, A. (2003, Jul). New calibration method for submerged radial gates. In *United States Committee on Irrigation and Drainage Conference*, pp. 399–408.

- Clemmens, A., T. Strelkoff, e J. Replogle (2003). Calibration of submerged radial gates. *J Hydraul Eng, ASCE 129*(9), 680–687.
- Clemmens, A., T. Wahl, e G. Belaud (2012, Nov). Contraction coefficients for radial and sluice gates in WinGate software. In *USCID Water Management Conference*, Reno, NV, pp. 13–16.
- Clemmens, A. J., T. L. Wahl, M. G. Bos, e J. A. Replogle (2001). *Water Measurement with Flumes and Weirs*. International Institute for Land Reclamation and Improvement / ILRI. P.O. Box 45,6700 AA Wageningen, The Netherlands: International Institute for Land Reclamation and Improvement / ILRI, Publication No. 58.
- Coleman, H. W. e W. G. Steele (2009). *Experimentation, validation, and uncertainty analysis for engineers*. John Wiley & Sons.
- Creager, W. P., J. D. Justin, e J. Hinds (1968). *Engineering for Dams*. Wiley Eastern Private Limited.
- Cunge, J. A., F. M. Holly, e A. Verwey (1980). *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*. Pitman Publishing, Limited.
- Cunge, J. A. e D. A. Woolhiser (1975). Irrigation systems. In K. Yevjevich e V. Mahmood (Eds.), *Unsteady Flow in Open Channels*, Volume II. Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado.
- De Martino, G. e A. Ragone (1984). Effects of viscosity and surface tension on slot weirs flow. *Journal of Hydraulic Research 22*(5), 327–341.
- Duarte, J., L. Rato, P. Shirley, e M. Rijo (2011, Ago. 28). Multi-Platform Controller Interface for SCADA Application. In *18th IFAC World Congress*, Milano, Italy, pp. 7885–7890. International Federation of Automatic Control.
- EA-4/02M (2013). *Evaluation of the Uncertainty of Measurement In Calibration*. European co-operation for accreditation. EA Laboratory Committee.
- Erbisti, P. C. F. (2004). *Design of Hydraulic Gates*. Netherlands: A. A. Balkema Publishers.
- Ettema, R. (2000). *Hydraulic Modeling: Concepts and Practice*. ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 97. ASCE.
- FAO (2015). AQUASTAT database (<http://www.fao.org/nr/water/aquastat/main/index.stm>).
- Ferro, V. (2000). Simultaneous flow over and under a gate. *J Irrig Drain Eng, ASCE 126*(3), 190–193.

- Ferro, V. (2001). Simultaneous flow over and under a gate - Closure. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 127(5), 326–328.
- Fisk, G. G. (1988). Discharge ratings for control structures at McHenry Dam on the Fox River, Illinois. Technical Report Water-Resources Investigations Report 87-4226, U. S. Geological Survey.
- French, R. H. (1985). *Open-Channel Hydraulics*. New York: McGraw-Hill.
- Garde, R. J. (2006). *Fluid Mechanics Through Problems*. New Age International.
- George, R. (1994). Vallecito dam flow measurement and weir calibration. Technical Report R-94-4, Bureau of Reclamation, Denver Office, Denver CO 80225.
- Grace, J. L. (1963). Typical spillway structure for central and southern florida water-control project - hydraulic model investigation. Technical Report 2-633, U. S. Army Engineer Waterways Experiments Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi.
- Gribbin, J. E. (2013). *Introduction to Hydraulics & Hydrology: With Applications for Stormwater Management*. Cengage Learning.
- GT9 (2006). *Medição de caudal em sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais urbanas - Guia técnico 9*. Instituto Regulador de Águas e Resíduos e Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Habibzadeh, A., A. R. Vatankhah, e N. Rajaratnam (2011). Role of energy loss on discharge characteristics of sluice gates. *J Hydraul Eng, ASCE* 137(9), 1079 – 1084.
- Hager, W. H. (2010). *Wastewater Hydraulics: Theory and Practice*. Springer.
- Hager, W. H. e R. M. Boes (2014). Hydraulic structures: a positive outlook into the future. *Journal of Hydraulic Research* 52(3), 299–310.
- Hager, W. H. e M. Schwalt (1994). Broad-crested weir. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 120(1), 13–26.
- Hager, W. W. e R. Bremen (1988). Plane gate on standard spillway. *J Hydraul Eng, ASCE* 114(11), 1390–1397.
- HEC (2010, Jan). *Hydrologic Engineering Center - River Analysis System (HEC-RAS) version 4.1 - Hydraulic Reference Manual*. U.S. Army Corps of Engineers.
- Heller, V. (2011). Scale effects in physical hydraulic engineering models. *J Hydraul Res* 49(3), 293–306.
- Henderson, F. M. (1966). *Open channel flow*. Macmillan, New York.

- Henry, H. (1950). Discussion on "diffusion of submerged jets". *Transactions, ASCE* 115, 687–694.
- Hersch, R. W. (2009). *Streamflow Measurement* (3 ed.). Taylor & Francis.
- Huber, P. J. e E. M. Rinchetti (2009). *Robust Statistics* (2 ed.). John Wiley & Sons, Inc., Publication.
- Hughes, J. D., C. D. Langevin, K. L. Chartier, e J. T. White (2012). *Documentation of the Surface-Water Routing (SWR1) Process for Modeling Surface-Water Flow with the U.S. Geological Survey Modular Groundwater Model (MODFLOW-2005)*. U.S. Geological Survey Techniques and Methods, book 6, chap. A40 (Version 1.0), 113 p.
- Hughes, S. (1993). *Advanced series on ocean engineering 7. Physical models and laboratory techniques in coastal engineering*. World Scientific, London.
- Hulsing, H. (1968). *Techniques of Water-Resources Investigations Reports, Chapter A5 - Measurement of Peak Discharge at Dams by Indirect*. USGS.
- Hyatt, L. M., G. V. Skogerboe, e L. H. Austin (1966). Subcritical Flow Over Various Weir Shapes. Paper 381. Technical report, Utah State University. http://digitalcommons.usu.edu/water_rep/381.
- IPCC (2013). Summary for Policymakers. In: *Climate Change 2013: The Physical Science Basis. Contribution of Working Group I to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* [Stocker, T.F., D. Qin, G.-K. Plattner, M. Tignor, S.K. Allen, J. Boschung, A. Nauels, Y. Xia, V. Bex and P.M. Midgley (eds.)]. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA.
- JCGM (2008). *Evaluation of measurement data - Guide to the expression of uncertainty in measurement*. Joint Committee for Guides in Metrology.
- JCGM (2009). *Evaluation of measurement data - An introduction to the "Guide to the expression of uncertainty in measurement and related documents"*. Joint Committee for Guides in Metrology.
- Kandaswamy, P. K. e A. M. Rouse (1957). Characteristics of flow over terminal weirs and sills. *J Hydraulics Div ASCE* 83(4), 1–13.
- Khatsuria, R. M. (2005). *Hydraulics of Spillways and Energy Dissipators*. New York: Marcel Dekker.
- Kim, D. (2007). Numerical analysis of free flow past a sluice gate. *KSCE Journal of Civil Engineering* 11, 127–132. 10.1007/BF02823856.

- Kim, D. e J. Park (2005). Analysis of flow structure over ogee-spillway in consideration of scale and roughness effects by using cfd model. *KSCCE Journal of Civil Engineering* 9, 161–169. 10.1007/BF02829067.
- Kraatz, D. e I. Mahajan (1982). *Small Hydraulic Structures*. FAO irrigation and drainage paper. Food and Agriculture Organization of the United Nations.
- Krause, P., D. P. Boyle, e F. Base (2005). Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment. *Adv. Geosci.* 5, 89–97.
- Kvam, P. e B. Vidakovic (2007). *Nonparametric Statistics With Applications to Science and Engineering*. Wiley Series in Probability and Statistics. Wiley-Interscience.
- Legates, D. R. e G. J. McCabe (1999). Evaluating the use of "goodness-of-fit" measures in hydrologic and hydroclimatic model validation. *Water Resources Research* 35(1), 233–241.
- Lemos, F. O. (1975). *Directivas para a Colocação das Comportas nos Descarregadores de Barragens - Memória N^o 469*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lemos, F. O. (1981). *Critérios para o Dimensionamento Hidráulico de Barragens Descarregadoras - Memória N^o 556*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lemos, F. O. (1986). *Critérios para o Dimensionamento Hidráulico de Zonas de Aproximação do Escoamento às Estruturas de Descarga de Cheias - Memória N^o 675*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Lencastre, A. (1983). *Hidráulica Geral*. 2^a Edição Luso-Brasileira.
- Lencastre, A. (1984). *Descarregadores de cheia - Com particular incidência sobre a dissipação de energia em jactos cruzados*. Ph. D. thesis, FEUP - DEC.
- Lewin, J. (1995). *Hydraulic Gates and Valves - In Free Surface Flow and Submerged Outlets* (2 ed.). London, UK: Thomas Telford.
- Lin, C., J. Yen, e C. Tsai (2002). Influence of sluice gate contraction coefficient on distinguishing condition. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 128(4), 249.
- Lozano, D., C. Arranja, M. Rijo, e L. Mateos (2010). Simulation of automatic control of an irrigation canal. *Agricultural Water Management* 97(1), 91 – 100.
- Lozano, D., L. Mateos, G. P. Merkley, e A. J. Clemmens (2009). Field calibration of submerged sluice gates in irrigation canals. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 135(6), 763–772.

- López-Canteñs, G., B. León-Mojarro, V. Prado-Hernández, e A. Rojano-Aguilar (2010). Application of energy-momentum method to radial gate discharge calibration. *Agrociencia* 44(8), 895–905.
- MAMAOT (2013). *Estratégia de adaptação da agricultura e das florestas às alterações climáticas - Portugal Continental*. Ministério da Agricultura, do Mar, do Ambiente e do Ordenamento do Território.
- Manzanares, A. A. (1980). *Hidráulica Geral II - escoamento Líquidos*. Técnica - AEIST.
- Martynov, I. P. (1978). Calculation of the discharge capacity of a spillway with partial opening of a vertical-lift gate. *Hydrotechnical Construction* 12(8), 785–787.
- Maynard, S. T. (1985). General spillway investigation - hydraulic model investigation. Technical Report TR HL-85-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- Mazumder, S. K. e I. D. Roy (1997). Orifice flow in a gated spillway. *ISH Journal of Hydraulic Engineering* 3(2), 44–52.
- Melsheimer, E. S. e T. E. Murphy (1970). Investigations of various shapes of the upstream quadrant of the crest of a high spillway. Technical Report RR H-70-1, US Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Miss.
- Miranda, P. M. A., M. A. Valente, A. R. Tomé, R. Trigo, M. F. E. S. Coelho, A. Aguiar, e E. B. Azevedo (2006). O clima de Portugal nos séculos XX e XXI. In F. D. Santos e P. Miranda (Eds.), *Alterações climáticas em Portugal - Cenários, impactos e medidas de adaptação - Projeto SIAM II*, pp. 47–113. gradiva.
- Mitchell, P. (1997). Misuse of regression for empirical validation of models. *Agricultural Systems* 54(3), 313 – 326.
- Moñino, A., M. Losada, e J. Riera (2007). Steady flow regime for free overfall spillways. influence of the ascending. *Journal of Hydraulic Research* 45(3), 388–399.
- Montes, J. S. (1997). Irrotational flow and real fluid effects under planar sluice gates. *J Hydraul Eng, ASCE* 123(3), 219.
- Moriassi, D. N., J. G. Arnold, M. W. V. Liew, R. L. Bingner, R. D. Harmel, e T. L. Veith (2007). Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations. *Transactions of the ASABE* 50(3), 885–900.
- Munson, B. R., D. F. Young, e T. H. Okiishi (2004). *Fundamentos da mecânica dos fluidos* (4 ed.). Edgard Blücher.
- Murphy, T. E. (1973). Spillway crest design. Technical Report MP H-73-5, US Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Miss.

- Nago, H. e S. Furukawa (1979). Discharge coefficient of a sluice gate placed at sudden expansion of open channel. *Memoirs of the School of Engineering, Okayama University* 14(1), 127–138.
- Natureza Viva (2013, Jul). Modernização dos Canais Primários do Vale do Sado, Empreitada. Aferição dos parâmetros de calibração das equações de vazão de comportas e descarradores. Associação de Beneficiários do Vale do Sado. Cegelec - Instalações e Sistemas de Automação, Lda. Natureza Viva.
- Novais-Barbosa, J. (1985). *Mecânica dos fluidos e hidráulica geral - Volume 1*. Porto Editora.
- Novak, P., V. Guinot, A. Jeffrey, e D. E. Reeve (2010). *Hydraulic Modelling – an Introduction: Principles, methods and applications*. Spon Press.
- Novak, P., A. I. B. Moffat, C. Nalluri, e R. Narayanan (2007). *Hydraulic structures*. Taylor & Francis Group.
- NuHCC (2016). *Canal Experimental de Évora*. Núcleo de Hidráulica e Controlo de Canais - Universidade de Évora. <http://canais.nuhcc.uevora.pt>, (Acesso Jul.2016).
- ONU (2014). *The World Population Situation in 2014*. United Nations. Department of Economic and Social Affairs. Population Division.
- Paulino, C. D., D. Pestana, J. Branco, J. Singer, L. Barroso, e W. Bussab (2011). *Glossário Inglês-Português de Estatística*. Sociedade Portuguesa de Estatística e Associação Brasileira de Estatística.
- Peakall, J. e J. Warburton (1996). Surface tension in small hydraulic river models - the significance of the weber number. *Journal of Hydrology (NZ)* 35(2), 199–212.
- Piskounov, N. (1987). *Cálculo diferencial e integral*, Volume II. Lopes da Silva Editora.
- PNUEA (2001). *Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água - Versão Preliminar*. Ministério do Ambiente e do Ordenamento do Território - Instituto da Água.
- PNUEA (2012). *Programa Nacional para o Uso Eficiente da Água - Implementação 2012/2020*. Agência Portuguesa do Ambiente, I.P.
- Pomeroy, R. R. (1942). Hydraulic Model Studies of Granby Dam Spillway, Colorado Big Thompson Project. Hydraulic Laboratory Report No. 109, U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.
- Press, W. H., B. P. Flannery, S. A. Teukolsky, e W. T. Vetterling (1992). *Numerical Recipes in Fortran: The Art of Scientific Computing* (2 ed.). Cambridge University Press.

- Quintela, A. C. (1990). *Estruturas Hidráulicas*. IST.
- Quintela, A. C. (1991). *Hidráulica* (3 ed.). Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Quintela, A. C., A. N. Pinheiro, A. S. Gomes, J. R. Afonso, J. M. Almeida, e M. S. Cordeiro (2001). *Curso de exploração e segurança de barragens*. Lisboa: Instituto da Água.
- Rajaratnam, N. (1977). Free flow immediately below sluice gates. *J Hydraul Div, ASCE 103*(4), 345–351.
- Rajaratnam, N. e K. Subramanya (1967a). Flow equation for the sluice gate. *Proc. ASCE, J. Irrigation and Drainage division 93*(IR3), 167–186.
- Rajaratnam, N. e K. Subramanya (1967b). Flow immediately below submerged sluice gate. *Proc. ASCE, J. Hydraulics Division 93*(HY4), 57–77.
- Raju, K. G. R. (1981). *Flow Through Open Channels*. TATA McGraw-Hill Publishing Company Limited.
- Ranga Raju, K. G. e G. L. Asawa (1977). Viscosity and surface tension effects on weir flow. *J. Hydr. Div. 103*(10), 1227–1231.
- Rantz, S. E. et al. (1982). *Measurement and computation of streamflow. Volume 2. Computation of discharge*. U.S. Geological Survey. Water Supply Paper 2175.
- Rijo, M. (1993, Mar). Avaliação de caudais num canal de rega através de uma soleira espessa modificada. *Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos 14*(1), 21–28.
- Rijo, M. (2003). Local automatic control modes in an experimental irrigation canal. *Irrigation and Drainage Systems 17*(3), 179–193.
- Rijo, M. (2007). Modernização de canais de rega. In *II Congresso de Rega e Drenagem*, Fundão, Portugal.
- Rijo, M. (2010). *Canais de adução. Projecto, Operação, Controlo e Modernização* (1 ed.). Edições Sílabo.
- Rijo, M. e A. B. Almeida (1993). Performance of an automatic upstream control irrigation system: conveyance efficiencies. *Irrigation and Drainage Systems 7*(3), 161–172.
- Rijo, M., J. Honrado, M. Almeida, e C. Arranja (2007a, Set). Controlo de um Canal de Rega. Parte I: Definição e Apresentação Geral. *Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos 28*(2), 7–15.
- Rijo, M., J. Honrado, M. Almeida, e C. Arranja (2007b, Set). Controlo de um Canal de Rega. Parte II: Calibração Hidráulica. *Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos 28*(2), 17–34.

- Rijo, M. e L. S. Pereira (1987). Measuring conveyance efficiencies to improve irrigation water management. *Irrigation and Drainage Systems* 1(3), 267–276.
- Roth, A. e W. H. Hager (1999). Underflow of standard sluice gate. *Experiments in Fluids* 27(4), 339–350.
- Rouse, H. (1946). *Elementary Mechanics of Fluids*. J. Wiley & sons, Incorporated.
- Savage, B. M. e M. C. Johnson (2001). Flow over ogee spillway: physical and numerical model case study. *J Hydraul Eng, ASCE* 127(8), 640–649.
- Sepúlveda, C. (2007, Out). *Instrumentation, model identification and control of an experimental irrigation canal*. Ph. D. thesis, Universitat Politècnica De Catalunya - Institut d'Organització i Control de Sistemes Industrials.
- Sepúlveda, C., M. Gómez, e J. Rodellar (2009). Benchmark of discharge calibration methods for submerged sluice gates. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 135(5), 676–682.
- Skogerboe, G. V., L. M. Hyatt, e H. Austin (1967). Design and Calibration of Submerged Open Channel Flow Measurement Structures, Part 4-Weirs. Paper 80. Technical report, Utah State University. http://digitalcommons.usu.edu/water_rep/80.
- Speerli, J. e W. H. Hager (1999). Irrotational flow and real fluid effects under planar sluice gates - Discussion. *J Hydraul Eng, ASCE* 125(2), 208.
- Sturm, T. W. (2001). *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Water Resources and Environmental Engineering Textbook Series, New York.
- Subramanya, K. (2009). *Flow In Open Channels* (3 ed.). Tata McGraw-Hill Education.
- Swamee, P. K. (1988). Generalized rectangular weir equations. *J Hydraul Eng, ASCE* 114(8), 945–949.
- Swamee, P. K. (1992). Sluice-gate discharge equations. *J Irrig Drain Eng, ASCE* 118(1), 56–60.
- Swamee, P. K., C. S. P. Ojha, e S. Kumar (1998). Discharge equation for rectangular slots. *J Hydraul Eng, ASCE* 124(9), 973–974.
- TDS-100M (2012). *TDS-100M Ultrasonic Flowmeter. User Manual. Ver 18.0*. Dalian Hipeak Instruments Development Co.,Ltd.
- Tillis, G. M. e E. D. Swain (1998). Determining discharge-coefficient ratings for selected coastal control structures in broward and palm beach counties. Technical Report 98-4007, Water-Resources Investigations, Florida.

- Toombes, L. (2014). How Far Can You Push a HEC-RAS Model and Other Conundrums – A Nam Theun 2 Case Study. In *5th International Symposium on Hydraulic Structures. Hydraulic Structures and Society: Engineering Challenges and Extremes*.
- Tullis, B. P. (2011). Behavior of submerged ogee crest weir discharge coefficients. *J Irrig Drain Eng, ASCE 137*(10), 677 – 681.
- Tullis, B. P. e J. Neilson (2008). Performance of submerged ogee-crest weir head-discharge relationships. Technical Report 4, J Hydraul Eng, ASCE.
- USACE (1987). *Hydraulic Design Criteria*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.
- USACE (1990). *Hydraulic Design of Spillways*. Washington, DC 20314-1000: US Army Corps of Engineers. EM 1110-2-1603.
- USACE (1998). *HEC-1: Flood Hydrograph Package - User's Manual*. US Army Corps of Engineers.
- USBR (1948). *Studies of Crests for Overfall Dams; Boulder Canyon Project*. Denver, Colorado: Part VI - Hydraulic Investigations, Bulletin 3.
- USBR (1976). *Design of Gravity Dams*. Denver, Colorado: U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.
- USBR (1980). *Hydraulic Laboratory Techniques*. Water resources technical publication. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- USBR (1987). *Design of Small Dams* (3 ed.). Water resources technical publication. Government Printing Office, Washington, DC: U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.
- USBR (2001). *Water Measurement Manual - A Water Resources Technical Publication*. Government Printing Office, Washington, DC: U. S. Department of the Interior - Bureau of Reclamation.
- USBR (2011). *Water Management Planner - Developed to meet the 2011 Standard Criteria for Agricultural and Urban Water Management Plans*. United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Varshney, R. S. e S. K. Mohanty (1973). Discharge relations for submerged weirs. *Ind. J. Power River Valley Devel. 23*(7), 225–228.
- Villanueva, J., R. Freire, e S. Catunda (2012). Estimação do tempo de transito ultrasônico utilizando estratégias evolutivas para a medição da velocidade do vento. In *Anais do XIX Congresso Brasileiro de Automática, CBA*, Campina Grande, Brasil.

- Villemonte, J. R. (1947). Submerged-Weir Discharge Studies. *Engineering News-Record* 139(26), 54–56.
- Wahl, T. L. (2002). Performance limit of width-contracted flumes. In *EWRI/IAHR Conference on Hydraulic Measurements and Experimental Methods*, Estes Park, Colorado.
- Wahl, T. L. (2005). Refined energy correction for calibration of submerged radial gates. *J Hydraul Eng, ASCE* 131(6), 457 – 466.
- Wahl, T. L. e A. J. Clemmens (2005). Applying the energy-momentum method to radial gate discharge calibration. In *World Water & Environmental Resources Congress, Anchorage, Alaska. Environmental and Water Resources Institute of the American Society of Civil Engineers*.
- Wahlin, B. e J. A. Replogle (1994). Flow measurement using an overshoot gate. Technical report, United States Department of the Interior, Bureau of reclamation.
- Wiley, J., T. Ewing, B. Wark, e E. Lesleighter (2012, Jun). Complementary use of physical and numerical modelling techniques in spillway design refinement. In *Vingt-Quatrième Congrès des Grands Barrages*, Kyoto. Commission Internationale Des Grands Barrages.
- WMO (2010). *Manual on Stream Gauging, Volume I – Fieldwork*, WMO-No. 1044. World Meteorological Organization.
- Wu, S. e N. Rajaratnam (1996). Submerged flow regimes of rectangular sharp-crested weirs. *J Hydraul Eng, ASCE* 122(7), 412.
- Wurbs, R. A. e S. T. Purvis (1991). Reservoir outflow (resout) model. Technical Report 20, USCE.
- WWAP (2012). *The United Nations World Water Development Report 4: Managing Water under Uncertainty and Risk*. Paris: United Nations World Water Assessment Programme. UNESCO.
- WWAP (2014). *The United Nations World Water Development Report 2014: Water and Energy*. Paris: United Nations World Water Assessment Programme. UNESCO.
- WWAP (2015). *The United Nations World Water Development Report 2015: Water for a Sustainable World*. Paris: United Nations World Water Assessment Programme. UNESCO.
- Yen, J., C. Lin, e C. Tsai (2001). Hydraulic characteristics and discharge control of sluice gates. *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 24(3), 301–310.

Anexos

Anexo A

Canal laboratorial de declive variável



(a) Vista geral



(b) Bomba centrífuga e válvula de borboleta



(c) Comporta plana vertical



(d) Hidrometro

Figura A.1 – Canal de declive variável



(a) Soleira do tipo WES ($P_1 = 0,050$ m) a funcionar com ressalto livre



(b) Comporta plana vertical associada a soleira do tipo WES ($P_1 = 0,165$ m) a funcionar com ressalto livre

Figura A.2 – Canal de declive variável: soleiras do tipo WES



(a) Vista geral



(b) Tranquilizador de fluxo



(c) Hidrometro instalado a montante do descarregador triangular



(d) Descarregador triangular

Figura A.3 – Canal de declive variável: canal retorno

Anexo B

Canal experimental automático



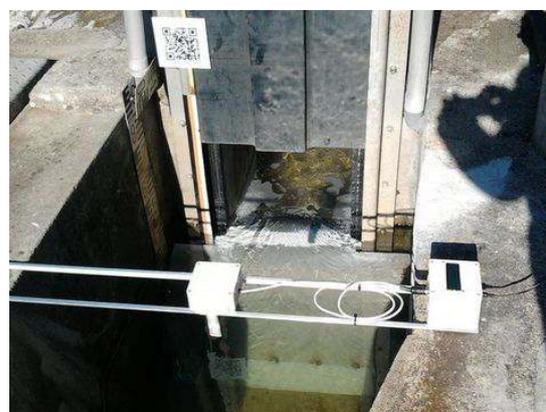
(a) Vista de jusante



(b) Vista de montante



(c) Vista de topo



(d) Soleira a funcionar com ressalto livre

Figura B.1 – Canal experimental automático: Soleira do tipo WES instalada



(a) Vista sul



(b) Vista norte



(c) Vista dos reservatórios



(d) Comporta plana vertical



(e) Sensor de nível



(f) Servo motor das comportas

Figura B.2 – Canal experimental automático

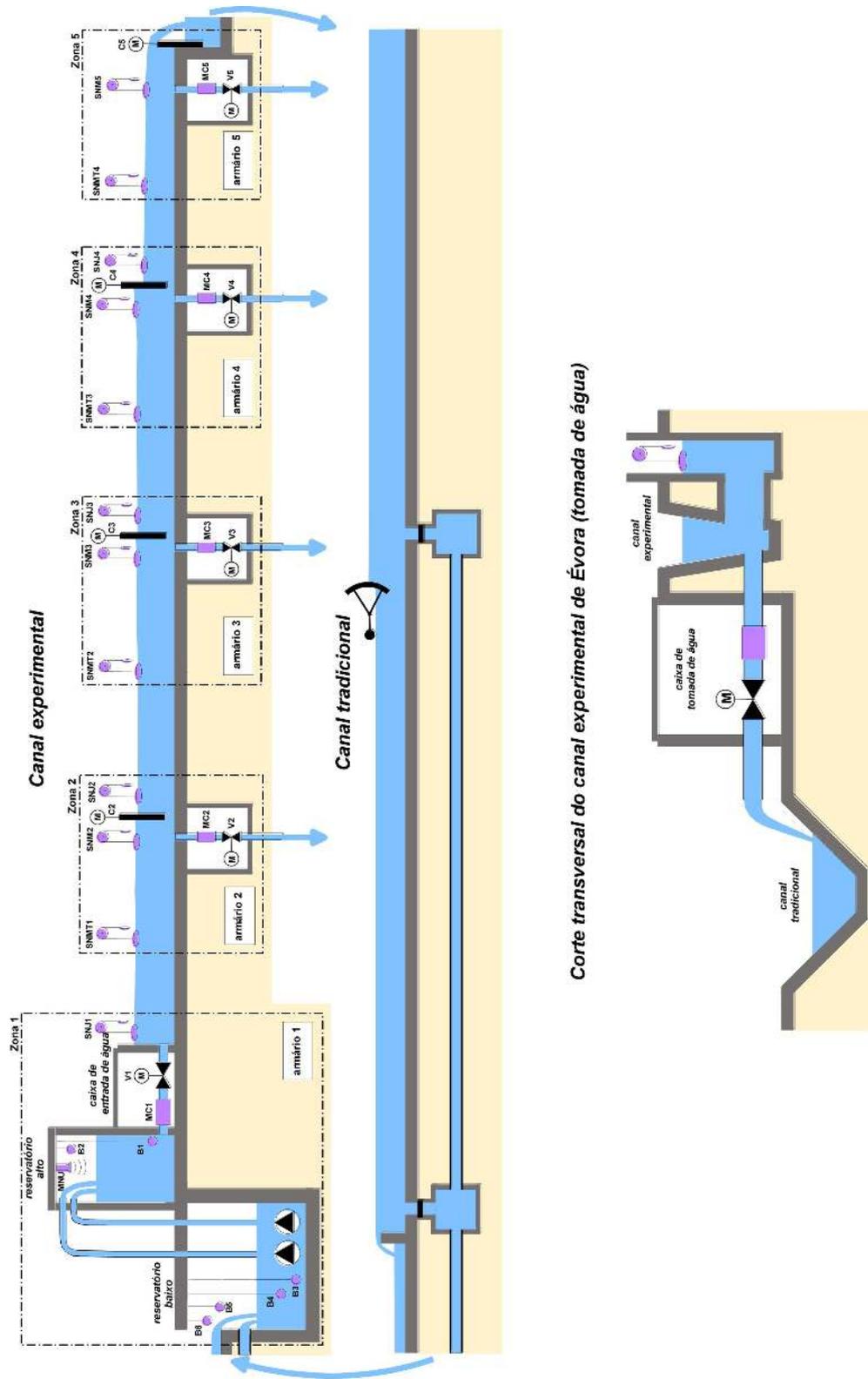


Figura B.3 – Diagrama geral do canal experimental automático (Rijo, 2003)



UNIVERSIDADE DE ÉVORA
INSTITUTO DE INVESTIGAÇÃO
E FORMAÇÃO AVANÇADA

Contactos:

Universidade de Évora
Instituto de Investigação e Formação Avançada — IIFA
Palácio do Vimioso | Largo Marquês de Marialva, Apart. 94
7002 - 554 Évora | Portugal
Tel: (+351) 266 706 581
Fax: (+351) 266 744 677
email: iifa@uevora.pt