

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
INSTITUTO DE PESQUISAS HIDRÁULICAS  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO  
AMBIENTAL

RUTE FERLA

METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA ANÁLISE DE ASPECTOS HIDRÁULICOS EM  
ROMPIMENTO DE BARRAGENS

PORTO ALEGRE

2018

RUTE FERLA

METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA ANÁLISE DE ASPECTOS HIDRÁULICOS EM  
ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestre.

Orientador: Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira

Coorientador: Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques

PORTO ALEGRE

2018

Ferla, Rute

Metodologia simplificada para análise de aspectos hidráulicos em rompimento de barragens / Rute Ferla.

-- 2018.

223 f.

Orientador: Eder Daniel Teixeira.

Coorientador: Marcelo Giulian Marques.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Programa de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Segurança de barragens. 2. Rompimento de barragens. 3. Propagação de ondas. I. Teixeira, Eder Daniel, orient. II. Giulian Marques, Marcelo, coorient. III. Título.

RUTE FERLA  
METODOLOGIA SIMPLIFICADA PARA ANÁLISE DE ASPECTOS HIDRÁULICOS EM  
ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como requisito parcial à obtenção do grau de mestre.

Aprovado em: Porto Alegre, 23 de fevereiro de 2018.

---

Prof. Dr. Eder Daniel Teixeira – UFRGS  
Orientador

---

Prof. Dr. Marcelo Giulian Marques – UFRGS  
Coorientador

---

Dr. José Falcão de Melo – LNEC  
Examinador

---

Prof. Dr. Aloysio Portugal Maia Saliba – UFMG  
Examinador

---

Prof. Dr. Rodrigo Cauduro Dias de Paiva – UFRGS  
Examinador

Aos meus irmãos: Ita, Nato e Zana.

## **AGRADECIMENTOS**

Sou grata a todos que contribuíram na realização do trabalho, em especial, aos colegas do Laboratório de Obras Hidráulicas (LOH/UFRGS) e aos meus professores orientadores, Prof. Eder e Prof. Marcelo, cuja conduta profissional tenho como exemplo.

## RESUMO

O início da construção de estruturas para reserva de água no mundo é conhecido há milhares de anos, e, desde então, as barragens são consideradas alternativas viáveis não apenas para reserva de água para consumo, mas também para as finalidades de geração de energia hidrelétrica, contenção de rejeitos, entre outras. Entretanto, mesmo com os contínuos avanços nas técnicas construtivas e na fiscalização da segurança destas estruturas, a possibilidade de rompimento de barragens é uma realidade constante. Nesta perspectiva, o presente texto objetiva analisar os aspectos hidráulicos de metodologias simplificadas para estimativa de parâmetros de inundação proveniente do rompimento de barragens, a saber, as vazões e respectivas profundidades atingidas no vale a jusante, em um evento de rompimento hipotético.

Para tal, analisaram-se os resultados de três metodologias simplificadas existentes, aplicadas em três barragens estudo de caso, com características estruturais e geometria do vale a jusante distintas. Os resultados das metodologias simplificadas foram comparados com os estudos de *Dam Break* das três barragens estudo de caso, obtidos com o uso do *software* HEC-RAS unidimensional e cedidos por empreendedores. O presente texto também sugere uma nova equação empírica para previsão da vazão máxima resultante do rompimento de barragens por galgamento, e propõe uma nova metodologia simplificada para análise preliminar de rompimento de barragens, com base nos métodos analisados e nas respectivas conclusões obtidas.

Os resultados indicam que o uso de metodologias simplificadas na análise preliminar de rompimento de barragens é uma alternativa viável em vales cuja declividade do talvegue é acentuada e cujas características geométricas são aproximadamente constantes. Identificou-se que pequenas alterações no coeficiente de rugosidade do terreno e na declividade da linha de energia refletiram em diferenças nos resultados de profundidades e larguras máximas de 20%, em média.

A proposta de nova equação empírica para previsão de vazão máxima na seção da barragem baseou-se na análise de 39 casos reais envolvendo ruptura de barragens por galgamento e resultou em um coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,79. Quando comparada com as principais equações semelhantes indicadas na bibliografia, a equação proposta obteve vazões máximas próximas ou superiores às dos demais pesquisadores analisados sempre que a altura da barragem foi inferior a 30 m.

Evidencia-se a importância na estimativa cautelosa da vazão máxima na seção da barragem, uma vez que essa reflete em diferenças significativas nas vazões e respectivas profundidades alcançadas ao longo do vale a jusante da estrutura. Nos casos analisados, diferentes vazões máximas na seção da barragem refletiram em distinções de até 50%, em média, nas profundidades e larguras máximas a jusante.

A nova metodologia proposta para definição de características de inundação provenientes do rompimento de barragens pode contribuir em estudos preliminares para tal, especialmente aos empreendedores que possuem número expressivo de barragens. Nesses casos, a metodologia poderá nortear a prioridade a ser dada em estudos detalhados de *Dam Break*.

**Palavras-chave:** Segurança de barragens. Rompimento de barragens. Propagação de ondas.

## ABSTRACT

For thousands of years, water reservoir structures have been built worldwide. Since then, dams have been considered viable alternatives not only for reserving water for consumption but also for the purposes of hydroelectric power generation and sediment retention, among others. Despite the continuous advances in the construction techniques and in the safety inspection of these structures, the possibility of breaking of dams remains a constant reality. Hence, this paper aims to analyze the hydraulic aspects of simplified methodologies for estimating flood parameters on dam ruptures, namely, the flows and respective depths reached in the downstream valley in a hypothetical breach event.

Results of three existing simplified methodologies were studied applied in three dams with different structural characteristics and downstream valley geometry. The results of simplified methodologies were compared with dam break studies of three study case dams, obtained with one-dimensional HEC-RAS and provided by entrepreneurs. The present paper suggests also a new empirical equation for predicting the maximum flow resulting from the overtopping dam failure and proposes a new simplified methodology for preliminary analysis of dam rupture, based on the analyzed methods and respective obtained conclusions.

The results indicate that the use of simplified methodologies in the preliminary dam break analysis is a viable alternative in valleys with high thalweg declivities and close to constant geometric characteristics. It was identified that small changes in the coefficient of rough terrain and in the energy line slope reflected in differences in the results of depths and maximum widths of 20%, on average.

The proposed new empirical equation for maximum flow prediction in the dam section was based on the analysis of 39 actual cases involving overtopping dam failure and resulted in a coefficient of determination ( $R^2$ ) of 0.79. When compared to similar main equations indicated in the bibliography, the proposed equation obtained maximum flows near or higher than those of other researchers analyzed whenever the height of the dam did not exceed 30 m.

The importance of a cautious estimation of the maximum flow rate in the dam section is to be highlighted, since it results in significant variations of flow and respective depths along the valley and downstream of the structure. Different maximum flows were found in the dam section, which reflected in distinctions of up to 50%, in average, in the maximum depths and widths downstream.

The new proposed methodology for defining dam break characteristics caused by dam rupture may contribute to preliminary studies, especially to entrepreneurs who own a significant number of dams. In these cases, the methodology may guide the priority to be given in detailed studies of dam break.

**Keywords:** Dam safety. Dam break. Wave propagation.



## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Distribuição de barragens cadastradas no SNISB de acordo com o uso (adaptado de ANA, 2017). .....	24
Figura 2: Local onde estava instalada a Barragem de Apipucos (CBDB, 2011). .....	31
Figura 3: Potencial Hidroelétrico brasileiro (MME, 2016). .....	33
Figura 4: Ombreira direita da Barragem Malpasset após o acidente de 1959, Rio Reyran, França (JANSEN, 1983). .....	36
Figura 5: Barragem Orós após o acidente de 1960, Rio Jaguaribe, Brasil (PORTAL ORÓS, 2009). .....	37
Figura 6: Barragem de Vajont, Vale do Rio Vajont, Itália (JANSEN, 1983). .....	38
Figura 7: Vista de parte da massa de terra que colapsou no evento de 1963 da Barragem de Vajont (JANSEN, 1983). .....	38
Figura 8: Barragem de Banqiao após o acidente de 1975, Rio Huai, China (INTERNATIONAL RIVERS, 2013). .....	39
Figura 9: Sequência de imagens do rompimento da Barragem de Teton no ano de 1976, Rio Teton, EUA (adaptado de SYLVESTER, 2003). .....	40
Figura 10: Barragem de Fundão, Brasil, após o rompimento de 2015 (IBAMA, 2015). .....	41
Figura 11: Distrito de Bento Rorigues após o acidente da Barragem de Fundão, Brasil (IBAMA, 2015). .....	42
Figura 12: Acidentes em barragens segundo o material do maciço (Adaptado de Zhang et al, 2007). .....	43
Figura 13: Porcentagem de causas de acidentes para barragens com mais de 15 m de altura (MASCARENHAS, 1990 adaptado de COSTA, 1985). .....	44
Figura 14: Exemplo de evolução de falha por galgamento (USACE, 2014). .....	45
Figura 15: Exemplo de evolução de falha por erosão interna (USACE, 2014). .....	46
Figura 16: Componentes das análises de rompimento de barragens. ....	51
Figura 17: Brecha esquemática de uma barragem (adaptado de FREAD e LEWIS, 1998). ..	53
Figura 18: Comparação entre métodos de estimativa da largura da brecha para as Barragens Orós e Teton. ....	57
Figura 19: Comparação entre métodos de estimativa do tempo de formação da brecha para as Barragens Orós e Teton. ....	61
Figura 20: Qmax observada e Qmax prevista pela equação de Froehlich (PIERCE et al., 2010). .....	67
Figura 21: Qmax observada e Qmax prevista pela equação de Pierce et al. (PIERCE et al., 2010). .....	67
Figura 22: Comparação entre métodos de estimativa da vazão de pico para as Barragens Orós e Teton. ....	69

Figura 23: Ilustração de hidrogramas pelo método proposto por Mascarenhas em 1990 (adaptado de BRASIL, 2005).....	70
Figura 24: Hidrogramas determinados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990) para a Barragem Orós.....	71
Figura 25: Hidrogramas determinados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990) para a Barragem Teton.....	72
Figura 26: Curvas adimensionais para $F = 0,25$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	89
Figura 27: Curvas adimensionais para $F = 0,50$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	90
Figura 28: Curvas adimensionais para $F = 0,75$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	90
Figura 29: Hidrogramas de entrada para as Barragens “A”, “B” e “C”, representados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990).....	101
Figura 30: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “A”.....	105
Figura 31: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “A”, parte 1/2. ....	106
Figura 32: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “A”, parte 2/2. ....	107
Figura 33: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “B”.....	108
Figura 34: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “B”.....	109
Figura 35: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “C”.....	111
Figura 36: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “C”, parte 1/2. ....	111
Figura 37: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “C”, parte 2/2. ....	112
Figura 38: Análises da Etapa 2. ....	115
Figura 39: Universo de barragens analisadas nas equações da Tabela 25. ....	119
Figura 40: Vazão máxima observada versus Vazão máxima prevista pela Equação 41. ...	120
Figura 41: Volume versus vazão máxima no rompimento, para diferentes alturas constantes. ....	122
Figura 42: Altura versus vazão máxima no rompimento, para diferentes volumes constantes. ....	123
Figura 43: Vazão máxima possível para diferentes alturas. ....	124
Figura 44: Vazão máxima possível para diferentes volumes.....	124
Figura 45: Vazão máxima observada versus prevista, para os dados da Tabela 19, segundo diferentes equações. ....	126
Figura 46: Vazões máximas segundo HEC-RAS e de acordo com a metodologia LNEC, para a Barragem “A”.....	130
Figura 47: Quociente entre as vazões da metodologia LNEC e segundo HEC-RAS, para a Barragem “A”.....	130
Figura 48: Profundidades máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4.....	131

Figura 49: Quociente entre profundidades máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4. ....	131
Figura 50: Larguras máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4. ....	132
Figura 51: Quociente entre larguras máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4. ....	132
Figura 52: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções A à D. ....	133
Figura 53: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções E à H. ....	134
Figura 54: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções I à L. ....	135
Figura 55: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções M e N. ....	136
Figura 56: Canais prismáticos da análise A17. ....	146
Figura 57: Canais prismáticos da análise A18. ....	146
Figura 58: Seções Google Earth X Seções MDT Dam Break – PARTE 1. ....	148
Figura 59: Seções Google Earth X Seções MDT Dam Break – PARTE 2. ....	149
Figura 60: Canais prismáticos da análise B9. ....	156
Figura 61: Proposta de nova metodologia simplificada. ....	163
Figura 62: Fluxograma das análises da Etapa 3. ....	163
Figura 63: Compilado de resultados para as análises A5 à A8. ....	182
Figura 64: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A5 à A8 – Seções E à H. ....	183
Figura 65: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A5 à A8 – Seções I à L. ....	184
Figura 66: Compilado de resultados para as análises A9 à A12. ....	185
Figura 67: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções A à D. ....	186
Figura 68: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções E à H. ....	187
Figura 69: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções I à L. ....	188
Figura 70: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções M e N. ....	189
Figura 71: Compilado de resultados para as análises A13 à A16. ....	190
Figura 72: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A13 à A16 – Seções E à H. ....	191
Figura 73: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A13 à A16 – Seções I à L. ....	192
Figura 74: Compilado de resultados para as análises A19 à A22. ....	193
Figura 75: Análises A1 (MDT) e A19 (Earth), comparadas com HEC-RAS. ....	194
Figura 76: Análises A2 (MDT) e A20 (Earth), comparadas com HEC-RAS. ....	195
Figura 77: Análises A3 (MDT) e A21 (Earth), comparadas com HEC-RAS. ....	196
Figura 78: Análises A4 (MDT) e A22 (Earth), comparadas com HEC-RAS. ....	197
Figura 79: Compilado de resultados para as análises B1 à B4 – Vazões máximas. ....	198
Figura 80: Compilado de resultados para as análises B1 à B4 – Profundidades e larguras máximas. ....	199
Figura 81: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B1 à B4 – Seções A à D. ....	200

Figura 82: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B1 à B4 – Seções E à H. ....	201
Figura 83: Compilado de resultados para as análises B5 à B8 – Vazões máximas. ....	202
Figura 84: Compilado de resultados para as análises B5 à B8 – Profundidades e larguras máximas. ....	203
Figura 85: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B5 à B8 – Seções A à D. ....	204
Figura 86: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B5 à B8 – Seções E à H. ....	205
Figura 87: Compilado de resultados para as análises C1 à C4 – Vazões máximas. ....	206
Figura 88: Compilado de resultados para as análises C1 à C4 – Profundidades e larguras máximas. ....	207
Figura 89: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções A à D. ....	208
Figura 90: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções E à H. ....	209
Figura 91: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções I à M. ....	210
Figura 92: Compilado de resultados para as análises C5 à C8 – Vazões máximas. ....	211
Figura 93: Compilado de resultados para as análises C5 à C8 – Profundidades e larguras máximas. ....	212
Figura 94: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções A à D. ....	213
Figura 95: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções E à H. ....	214
Figura 96: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções I à M. ....	215
Figura 97: Compilado de resultados para as análises N1 à N4. ....	216
Figura 98: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções A à D. ....	217
Figura 99: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções E à H. ....	218
Figura 100: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções I à L. ....	219
Figura 101: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções M à N. ....	220
Figura 102: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e $F = 0,25$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	221
Figura 103: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e $F = 0,50$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	222
Figura 104: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e $F = 0,75$ (Wetmore e Fread, 1991). ....	223

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Distribuição de grandes barragens no mundo.....	23
Tabela 2: Registro das primeiras barragens brasileiras.....	32
Tabela 3: Especificações e conteúdo do PAE segundo o Órgão Fiscalizador.....	49
Tabela 4: Classes das barragens quanto à Categoria de Risco e ao Dano Potencial Associado, de acordo com o Órgão Fiscalizador.....	49
Tabela 5: Cálculo dos parâmetros da brecha.....	53
Tabela 6: Critérios para determinação da largura da brecha.....	55
Tabela 7: Determinação do Cb para Von Thun e Gillette.....	55
Tabela 8: Largura da brecha teórica e observada para as Barragens Orós e Teton.....	58
Tabela 9: Determinação do tempo de formação da brecha.....	59
Tabela 10: Tempo de formação da brecha teórico e observado para as Barragens Orós e Teton.....	61
Tabela 11: Equações para determinação da Qmax.....	65
Tabela 12: Equações para previsão da vazão máxima, propostas por Pierce et al. (2010) e Froehlich (1995b).....	67
Tabela 13: Características das Barragens Orós e Teton – Vazão máxima na ruptura.....	68
Tabela 14: Vazão de pico teórica para as Barragens Orós e Tetona.....	69
Tabela 15: Informações para construção dos hidrogramas das Barragens Orós e Teton.....	71
Tabela 16: Modelos resultantes das simplificações das Equações de Saint-Venant.....	79
Tabela 17: Especificações para largura e tempo de formação da brecha.....	87
Tabela 18: Comparação entre as metodologias simplificadas analisadas.....	97
Tabela 19: Casos de rompimento de barragens de terra e enrocamento por galgamento <sup>a</sup> .....	99
Tabela 20: Equações e seções transversais para a Etapa 2 – Propagação do hidrograma.....	102
Tabela 21: Características gerais dos estudos de caso analisados.....	103
Tabela 22: Características da Barragem “A”.....	105
Tabela 23: Características da Barragem “B”.....	108
Tabela 24: Características da Barragem “C”.....	110
Tabela 25: Casos analisados e causas dos acidentes para as equações de previsão de vazão máxima na seção da barragem.....	118
Tabela 26: Compilado das análises A1 à A4.....	137
Tabela 27: Características médias das seções transversais E à L.....	138
Tabela 28: Compilado de resultados das análises A5 à A8.....	139
Tabela 29: Análises A1 à A4 versus Análises A5 à A8.....	140
Tabela 30: Compilado de resultados das análises A9 à A12.....	141

Tabela 31: Análises A1 à A4 versus Análises A9 à A12.....	142
Tabela 32: Análises A9 à A12 versus Análises A13 à A16.....	143
Tabela 33: Compilado de resultados das análises A13 à A16.....	144
Tabela 34: Profundidades para a primeira seção analisada – A17 e A18. ....	145
Tabela 35: Compilado de resultados das análises A19 à A22.....	150
Tabela 36: Comparação entre quocientes das análises A1 à A4 e A19 à A22.....	151
Tabela 37: Compilado de resultados das análises B1 à B4.....	153
Tabela 38: Compilado de resultados das análises B5 à B8.....	154
Tabela 39: Comparação entre quocientes das análises B1 à B4 e B5 à B8. ....	155
Tabela 40: Profundidades para a primeira seção analisada – B9.....	156
Tabela 41: Compilado de resultados das análises C1 à C4. ....	158
Tabela 42: Comparação entre quocientes das análises C1 à C4 e C5 à C8. ....	159
Tabela 43: Compilado de resultados das análises C5 à C8. ....	160
Tabela 44: Compilado de resultados das análises N1 à N4. ....	165
Tabela 45: Dados de entrada das simulações, indicados nos relatórios de Dam Break.....	177
Tabela 46: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem “A”.....	178
Tabela 47: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem “B”.....	179
Tabela 48: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem “C”, parte 1/2.....	180
Tabela 49: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem “C”, parte 2/2.....	181

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

1D	Unidimensional
2D	Bidimensional
ANA	Agência Nacional de Águas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
BEN	Balanço Energético Nacional
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CNRH	Conselho Nacional de Recursos Hídricos
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
HEC-RAS	<i>Hydrologic Engineering Center – River Analysis System</i>
IBAMA	Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MDT	Modelo Digital de Terreno
MMA	Ministério do Meio Ambiente
MMC	<i>Mapping, Modelling and Consequences Production Center</i>
MME	Ministério de Minas e Energia
NWS SMPDBK	<i>National Weather Service Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model</i>
PAE	Plano de Ação Emergencial
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PSB	Plano de Segurança de Barragens
SCS	<i>Soil Conservation Service</i>
SNISB	Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens
SRTM	<i>Shuttle Radar Topography Mission</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A$	área da seção ( $L^2$ );
$A_s$	área do reservatório ( $L^2$ );
$B$	largura do rio (L);
$B_1$	largura da seção para a profundidade analisada (L);
$B_2$	largura correspondente à profundidade de calha cheia do rio (L);
$B_b$	largura da brecha, considerando brecha retangular (L);
$B_{bb}$	largura da base da brecha (L);
$B_{max}$	largura molhada máxima atingida na seção transversal (L);
$\bar{B}$	largura média da brecha (L);
$c$	celeridade da onda ( $LT^{-1}$ );
$C_b$	fator compensatório da equação de Von Thun e Gillette (L);
$D_{max}$	máxima distância a jusante da barragem afetada pelo rompimento (L);
$F$	número de Froude do escoamento (adimensional);
$g$	aceleração da gravidade ( $LT^{-2}$ );
$h_1$	profundidade analisada (L);
$h_2$	profundidade de calha cheia do rio (L);
$H_b$	altura da brecha (L);
$h_b$	cota do nível máximo do reservatório menos cota da base da brecha (L);
$H_d$	altura da barragem (L);
$h_{max}$	profundidade máxima atingida na seção transversal (L);
$H_w$	altura da água no momento da ruptura (L);
$H_{wb}$	altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (L);
$I$	vazão de entrada ( $L^3T^{-1}$ );
$I_t$	vazão de entrada no início do intervalo de tempo ( $L^3T^{-1}$ );
$I_{t+\Delta t}$	vazão de entrada ao final do intervalo de tempo ( $L^3T^{-1}$ );
$K$	ponderador que representa o tempo médio de deslocamento da onda (T);
$k_{01}$	fator multiplicador (adimensional);
$k_{02}$	fator multiplicador (adimensional);



$L_a$	largura de aproximação do escoamento (L);
$m$	parâmetro de forma da seção transversal ponderada (adimensional);
$n$	coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning ( $TL^{-1/3}$ );
$n_i$	coeficiente de rugosidade associado à superfície "i" ( $TL^{-1/3}$ );
$P$	perímetro molhado (L);
$Q$	vazão ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_0$	vazão adicional no tempo $t_f$ ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{70}$	vazão de referência ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{bmax}$	vazão máxima na seção da barragem ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{max}$	vazão de pico ou vazão máxima ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{out}$	vazão de saída ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_p$	vazão máxima dependente do tempo de falha ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{pi}$	vazão de pico na seção analisada ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_t$	vazão de saída no início do intervalo de tempo ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_{t+\Delta t}$	vazão de saída ao final do intervalo de tempo ( $L^3T^{-1}$ );
$Q_x$	vazão observada na seção em questão ( $L^3T^{-1}$ );
$R_n$	raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (L);
$S$	declividade da linha de energia na Eq. de Manning ( $LL^{-1}$ );
$S'$	volume armazenado no trecho ( $L^3$ );
$S_0$	declividade de fundo do rio ( $LL^{-1}$ );
$S_f$	declividade da linha de energia na Eq. de Saint Venant ( $LL^{-1}$ );
$T_b$	tempo de base (T);
$t_f$	tempo de formação da brecha (T);
$T_p$	tempo de pico (T);
$T_r$	tempo de ascensão do hidrograma (T);
$t_{pi}$	tempo para atingir o pico na seção (T);
$V^*$	parâmetro de propagação referente ao volume (adimensional);
$V$	velocidade do escoamento ( $LT^{-1}$ );
$V_r$	volume do reservatório ( $L^3$ );

- $V_w$  volume do reservatório no momento da ruptura ( $L^3$ );
- $V_{wb}$  volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura ( $L^3$ );
- $W_{avg}$  largura média do barramento em corte transversal (L);
- $x$  distância ao longo do rio (L);
- $X$  ponderador que representa a atenuação da onda (adimensional);
- $X_c$  parâmetro de propagação referente à distância (L);
- $X_i$  distância da seção analisada até a seção da barragem (L);
- $y$  profundidade (L);
- $\Delta t$  intervalo de tempo (T);
- $\Delta x$  comprimento do trecho (L);
- $\Delta y$  diferença entre níveis d'água (L).

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS.....	22
1.1	Justificativa 1.....	26
1.2	Justificativa 2.....	27
1.3	Justificativa 3.....	28
2	OBJETIVOS.....	29
2.1	Objetivo Global.....	29
2.2	Objetivos Específicos .....	29
3	CAPÍTULO DE ENQUADRAMENTO .....	30
3.1	Aspectos Básicos sobre Barragens .....	30
3.1.1	Histórico .....	30
3.1.2	Definições.....	33
3.1.2.1	Acidentes e incidentes.....	33
3.1.2.2	Barragem.....	34
3.2	Rompimento de Barragens.....	34
3.2.1	Casos Históricos de Rompimento.....	35
3.2.1.1	Barragem Malpasset, França (1959) .....	36
3.2.1.2	Barragem Orós, Brasil (1960) .....	37
3.2.1.3	Barragem de Vajont, Itália (1963) .....	37
3.2.1.4	Barragem de Banqiao, China (1975) .....	39
3.2.1.5	Barragem Teton, Estados Unidos (1976).....	40
3.2.1.6	Barragem de Fundão, Brasil (2015).....	40
3.2.2	Principais Causas do Rompimento de Barragens.....	42
3.2.2.1	Galgamento ( <i>overtopping</i> ) .....	44
3.2.2.2	Erosão interna ( <i>piping</i> ) .....	45
3.2.2.3	Falhas na fundação .....	46
3.3	Legislação de Segurança de Barragens.....	47
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	51

4.1	Análise do Rompimento de Barragens .....	51
4.1.1	Formação e Parâmetros da Brecha de Ruptura.....	52
4.1.1.1	Determinação da Largura da Brecha ( $B_b$ ) .....	54
4.1.1.2	Determinação do Tempo de Formação da Brecha ( $t_f$ ).....	58
4.1.2	Determinação da vazão de pico ( $Q_{max}$ ) .....	62
4.1.3	Hidrograma de Ruptura .....	69
4.1.4	Métodos para Estimativa da Propagação do Hidrograma de Ruptura a Jusante.....	73
4.1.4.1	Modelos Hidrodinâmicos .....	74
4.1.4.1.1	HEC-RAS.....	75
4.1.4.2	Métodos Simplificados.....	78
4.1.4.2.1	Método de Muskingum-Cunge .....	80
4.1.4.2.2	<i>NWS Simplified Dam-Break</i> .....	84
4.1.4.2.3	Método LNEC.....	92
4.1.5	Considerações finais das metodologias simplificadas e completas.....	96
5	METODOLOGIA .....	98
5.1	Etapa 1 – Equação de vazão máxima na ruptura .....	98
5.2	Etapa 2 – Propagação do hidrograma .....	101
5.2.1	Estudos de Caso .....	103
5.2.1.1	Barragem “A” .....	104
5.2.1.2	Barragem “B” .....	107
5.2.1.3	Barragem “C” .....	110
5.2.2	Análises da Etapa 2.....	112
5.3	Etapa 3 – Proposta de nova metodologia .....	116
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	117
6.1	Etapa 1 – Equação de vazão máxima na ruptura .....	117
6.2	Etapa 2 – Propagação do hidrograma .....	127
6.2.1	Análises A1 à A4 .....	127
6.2.2	Análises A5 à A8 .....	138

6.2.3	Análises A9 à A12 .....	140
6.2.4	Análises A13 à A16 .....	142
6.2.5	Análises A17 e A18 .....	145
6.2.6	Análises A19 à A22 .....	147
6.2.7	Análises B1 à B4 .....	152
6.2.8	Análises B5 à B8 .....	154
6.2.9	Análise B9 .....	155
6.2.10	Análises C1 à C4 .....	157
6.2.11	Análises C5 à C8 .....	159
6.2.12	Análise C9.....	161
6.3	Etapa 3 – Proposta de nova metodologia .....	161
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS .....	166
	REFERÊNCIAS .....	171
	Apêndice 1: Dados de entrada nas simulações do software HEC-RAS .....	177
	Apêndice 2: Resultados das análises A5 à A8.....	182
	Apêndice 3: Resultados das análises A9 à A12.....	185
	Apêndice 4: Resultados das análises A13 à A16.....	190
	Apêndice 5: Resultados das análises A19 à A22.....	193
	Apêndice 6: Resultados das análises B1 à B4.....	198
	Apêndice 7: Resultados das análises B5 à B8.....	202
	Apêndice 8: Resultados das análises C1 à C4.....	206
	Apêndice 9: Resultados das análises C5 à C8.....	211
	Apêndice 10: Resultados das análises N1 À N4 .....	216
	Anexo A: Curvas adimensionais do Método NWS SMPDBK.....	221

## 1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVAS

As barragens são estruturas de elevada importância para a sociedade, sejam elas construídas para fins de irrigação, abastecimento de água, geração de energia elétrica, entre outros. No mundo, estima-se que o número de grandes barragens existentes, com altura superior a 15 m, ultrapassa 50.000 (CBDB, 2011), e por mais que a probabilidade de acidentes envolvendo essas estruturas seja muito pequena, a possibilidade de ocorrência de rompimentos nunca é nula.

Acidentes envolvendo rompimento de maciços de barragens ou incidentes que colocam a estrutura em risco acontecem desde o início da construção de barramentos no mundo. No Brasil, o último acidente de grandes proporções envolvendo barragens é também um dos maiores desastres ambientais relatados no país: a Barragem de Fundão, cuja finalidade é a de contenção de rejeitos de mineração, localizada no Município de Mariana, rompeu em novembro de 2015, causou 19 mortes e inflou o debate e as preocupações envolvendo tais acidentes em território nacional, mesmo já vigorada a legislação pertinente desde o ano de 2010.

A Tabela 1 indica os países com número significativo de grandes barragens, de acordo com os registros desenvolvidos pelo *International Commission on Large Dams* (ICOLD), compilados e organizados por Balbi (2008). Neste caso, Balbi (2008) denomina “grandes barragens” os barramentos que atendam a um dos seguintes critérios:

- i) altura maior que 15 m;
- ii) altura entre 10 m e 15 m e comprimento maior que 500 m;
- iii) volume do reservatório maior que 1 hm<sup>3</sup>;
- iv) vazão de projeto do vertedouro maior que 2.000 m<sup>3</sup>/s.

De acordo com a Tabela 1, percebe-se que a China é o país que contribui com o maior percentual de grandes barragens existentes no mundo e o Brasil, apesar de apresentar percentual de 1,2% sobre o total, contribui com cerca de 600 grandes barragens registradas. Entretanto, relatórios do Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens – SNISB (ANA, 2017) indicam que o número total de barragens brasileiras cadastradas no sistema está próximo de 23.000.

Tabela 1: Distribuição de grandes barragens no mundo.

País	Registro Mundial de Barragens do ICOLD de 1998	ICOLD e outras fontes	Porcentagem do total de barragens considerando ICOLD e outras fontes
China	1855	22000	46,2
Estados Unidos	6375	6575	13,8
Índia	4011	4291	9,0
Japão	1077	2675	5,6
Espanha	1187	1196	2,5
Canadá	793	793	1,7
Coreia do Sul	765	765	1,6
Turquia	625	625	1,3
<b>Brasil</b>	<b>594</b>	<b>594</b>	<b>1,2</b>
França	569	569	1,2
África do Sul	539	539	1,1
México	537	537	1,1
Itália	524	524	1,1
Reino Unido	517	517	1,1
Austrália	486	486	1,0
Noruega	335	335	0,7
Alemanha	311	311	0,7
Albânia	306	306	0,6
Romênia	246	246	0,5
Zimbábue	213	213	0,4
Outros	3558	3558	7,5
Total	25423	47655	100

Fonte: BALBI, 2008.

A finalidade de uso das barragens abrange desde geração de energia hidrelétrica até usos múltiplos, variando em percentual de acordo com, principalmente, a necessidade e economia da região ou país em que está instalada. A Figura 1 apresenta a distribuição de barragens cadastradas no SNISB, anualmente, desde o ano de 2014, de acordo com a finalidade de uso da estrutura, segundo dados organizados pela Agência Nacional de Águas (ANA, 2017).

Conforme pode ser observado analisando-se a Figura 1, no Brasil, desde 2014, os maiores registros de barragens cadastradas equivalem àquelas cuja finalidade são usos múltiplos, seguidas de contenção de rejeitos de mineração – que, em geral, também têm múltiplos usos – e finalidade exclusiva de geração de energia hidrelétrica.

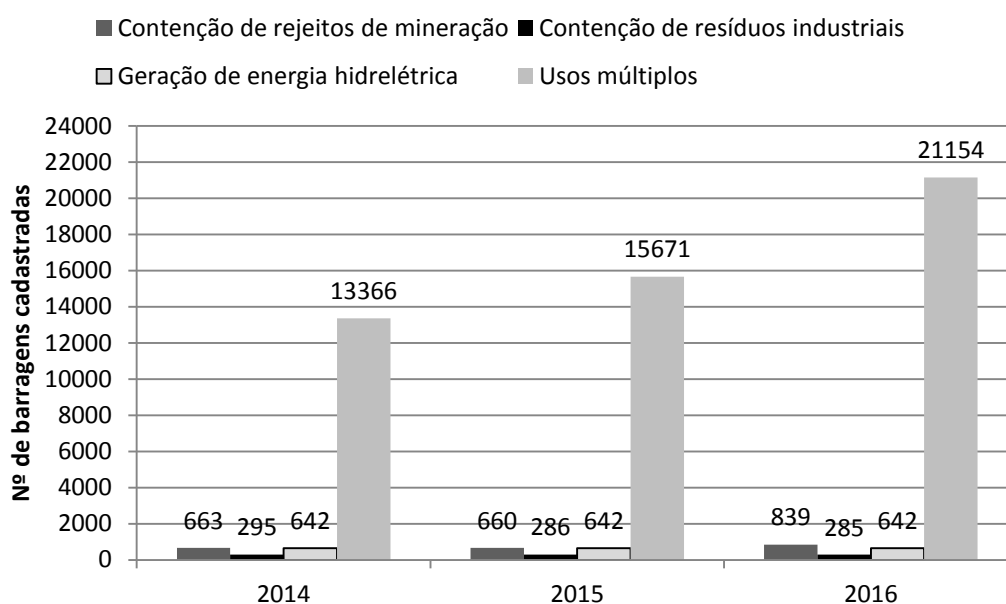


Figura 1: Distribuição de barragens cadastradas no SNISB de acordo com o uso (adaptado de ANA, 2017).

Quanto à segurança das barragens, de acordo com o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB, 1999), uma barragem segura é aquela cujo desempenho garanta um nível aceitável de proteção contra a ruptura, ou galgamento sem ruptura, conforme os critérios de segurança dos órgãos responsáveis.

No Brasil, após ser instituída a Lei 12.334/2010, que trata da segurança de barragens em território nacional, muitos aspectos que antes eram avaliados somente por experiência, de acordo com documentos estrangeiros ou secundários, passaram a ser afirmados e institucionalizados por Lei Federal. Uma das obrigações impostas pelo documento é a revisão periódica da segurança das barragens brasileiras, por meio de critérios de classificação específicos. Além disso, a Lei torna obrigatória a criação do Plano de Segurança de Barragens (PSB), que institui, em um de seus volumes, a elaboração de Planos de Ação Emergencial (PAE) para barragens consideradas de risco elevado, segundo critérios dos órgãos fiscalizadores.

Para a definição da classificação de risco da barragem e posterior elaboração do PAE, é necessário o conhecimento de alguns parâmetros específicos do dano causado a jusante em um possível rompimento. Sendo assim, é fundamental que sejam realizados estudos de rompimento de barragens, também conhecidos como *Dam Break*, cujos resultados subsidiarão a elaboração do PAE e a atualização da classificação das barragens nacionais.



No Brasil, os estudos de rompimento de barragens e a fiscalização de seu cumprimento são responsabilidades, respectivamente, do empreendedor e do órgão fiscalizador, devendo este último informar a situação à União. Empreendedores e fiscalizadores nacionais estão sujeitos ao cumprimento de prazos estabelecidos na legislação para a elaboração dos estudos de rompimento de barragens, em consequência das classificações de risco e dano das estruturas. Porém, no país, boa parte das barragens existentes geralmente não dispõe dos dados minimamente necessários à definição das respectivas classificações exigidas nos documentos legais. O prazo exigido na legislação geralmente é incompatível com o tempo necessário para conhecimento dos dados mínimos necessários à realização de análises de segurança das estruturas.

A discordância entre o tempo para atender à legislação e o tempo para adquirir os dados necessários para estudos envolvendo a segurança de barragens, porém, não é única ao Brasil. De acordo com Grimaldi et al. (2010), na Itália, por exemplo, existe um número expressivo de barragens consideradas pequenas e médias e a análise detalhada de seu rompimento levaria a altos custos, além de demandar muito tempo. Além disso, dentre as 612 barragens da região de Piedmont (Itália), somente 148 possuem todos os seus parâmetros conhecidos (GRIMALDI et al, 2010). Segundo os autores, as autoridades regionais estão procurando adotar metodologias mais simples, que requeiram menor número de dados conhecidos e menor tempo, buscando chegar a resultados aceitáveis próximos dos resultados adquiridos caso fossem utilizados métodos mais sofisticados.

Dessa forma, o estudo e avaliação de resultados obtidos utilizando-se, para tal, dados disponíveis ou facilmente adquiridos para análises de rompimento de barragens podem contribuir como primeira estimativa acerca do potencial inundável quando da ocorrência de um acidente.

As principais justificativas da pesquisa desta dissertação foram subdivididas em três grandes itens e estão apresentadas na sequência.

## 1.1 JUSTIFICATIVA 1

Desde o ano de 1970, pesquisadores têm desenvolvido metodologias empíricas para estimativa da vazão de pico, ou vazão máxima, na seção da estrutura, decorrente de rompimento de barragens. Entretanto, as equações são função de um número limitado de dados, sendo assim, a confiança nos resultados é moderada (PIERCE et al., 2010).

Froehlich (1995b), Pierce et al. (2010), Froehlich (2016), entre outros, desenvolveram equações empíricas de previsão da vazão máxima ocasionada pelo rompimento de barragens de terra e enrocamento, função da altura da estrutura e do volume do reservatório. As relações foram propostas com base na análise de 20 a 80 casos de rompimento passados, em média, cujas causas de rompimento são diversas.

A estimativa correta da vazão de pico proveniente do rompimento de barragens, na seção da estrutura, é essencial para a posterior propagação do hidrograma ao longo do vale a jusante e definição dos respectivos níveis d'água atingidos. Saraiva (2014) utilizou diferentes critérios empíricos para definição das características de hidrogramas em eventos de ruptura de barragens. Aplicados em barragens de terra cuja altura não excede 10 m, a autora identificou hidrogramas de ruptura expressivamente distintos em função de cada metodologia adotada para definição da vazão de pico e do tempo de formação da brecha.

Ferla et al. (2017) analisaram os resultados de vazão de pico na seção da barragem e vazões e níveis d'água máximos em seções a jusante da estrutura, segundo diferentes equações empíricas de previsão da vazão máxima aplicadas em estudo de caso. Os autores concluíram que, para as equações analisadas, as diferenças entre as vazões nas seções a jusante chegaram a 50%, ao passo que isto refletiu em diferenças de profundidades da ordem de 30% entre os resultados.

Nesta perspectiva, entende-se que a definição correta da vazão de pico na seção da barragem contribui com melhores estimativas de níveis d'água atingidos ao longo do vale a jusante. Além disso, identifica-se a necessidade de desenvolvimento de equações de previsão que limitem as causas dos acidentes analisados, de modo a estabelecer melhores estimativas para cada caso em estudo.

## 1.2 JUSTIFICATIVA 2

Além de demandar tempo, a análise detalhada do rompimento de barragens também contribui com altos custos. Dessa forma, deve-se procurar adotar metodologias mais simples, que requeiram menor número de dados conhecidos e menor tempo, buscando chegar a resultados aceitáveis próximos dos resultados adquiridos caso fossem utilizados métodos mais sofisticados (GRIMALDI et al., 2010).

Wetmore e Fread (1981) desenvolveram o chamado *NHS Dam-Break Flood Forecasting Model*, método simplificado para determinação de vazões, profundidades e tempo de chegada de onda de cheia em eventos de ruptura de barragens. Os autores compararam os resultados obtidos por meio da metodologia simplificada com a solução proveniente do Modelo DAMBRK e concluíram que, para o caso da estimativa das vazões máximas atingidas a jusante, as diferenças médias entre os métodos foram de 10% ou menos.

Paquier e Robin (1997) desenvolveram o CASTOR, *software* de metodologia simplificada para a estimativa de vazões, profundidades, velocidades e tempo de chegada da onda de cheia resultante do rompimento de barragens, em pontos a jusante da estrutura. O programa define, com base em eventos passados e na solução das equações de Saint-Venant, ábacos adimensionais para estimativa dos resultados. Os autores indicam que, quando comparado a um modelo que utiliza a solução das equações de Sain-Venant, em 90% dos casos analisados o programa CASTOR obteve diferenças de menos de 30% para as profundidades e de menos de 50% para as vazões, velocidades e tempo de chegada da onda.

Melo (2015), tendo conhecimento das dificuldades para aquisição da totalidade dos dados necessários à utilização de modelos sofisticados envolvendo rompimento de barragens, propôs uma análise simplificada para tal. A metodologia proposta, de base semi-empírica, foi testada em uma barragem portuguesa de 41 m de altura e tais resultados foram comparados com as respostas provenientes do *software* HEC-RAS unidimensional (1D). Neste caso, a metodologia simplificada obteve resultados próximos e concordantes com aqueles indicados pelo modelo numérico.

O número de trabalhos recentemente publicados que comparam resultados adquiridos utilizando-se metodologias simplificadas e completas é pouco expressivo,

especialmente para o caso das barragens brasileiras. Sendo assim, nada se pode afirmar sobre o comportamento dos métodos simplificados de propagação frente aos resultados observados quando da utilização de modelos sofisticados desenvolvidos nos últimos anos.

Dessa forma, esta dissertação contribui com as pesquisas realizadas no âmbito de avaliar os resultados obtidos por meio de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens, comparados à metodologia numérica, no que diz respeito à propagação de vazões e hidrogramas.

### 1.3 JUSTIFICATIVA 3

A Lei 12.334/2010 estabelece que, de acordo com a classificação na qual as barragens nacionais se inserem na legislação, sejam realizados estudos de rompimento de barragens, responsáveis por subsidiar a elaboração do PAE.

No Brasil, de acordo com dados do SNISB (ANA, 2017), estima-se que pelo menos 700 barragens existentes estão sujeitas à elaboração do PAE. Isso se torna um desafio para os órgãos fiscalizadores e, principalmente, para os proprietários das barragens, uma vez que estão sujeitos a prazos curtos para a elaboração de tais documentos, impossibilitando, muitas vezes, o levantamento da totalidade de dados necessários para o desenvolvimento de estudos detalhados de ruptura.

Dessa forma, os métodos analisados e as conclusões obtidas nesta dissertação podem contribuir como primeira estimativa para os estudos necessários à elaboração do PSB de barragens nacionais.

Ressalta-se que as metodologias simplificadas não devem ser utilizadas como ferramenta para a elaboração de PAE, uma vez que este é, de modo geral, produto de estudos detalhados e completos. Entretanto, sempre que possível, as metodologias simplificadas poderão contribuir para um registro ou inventário da situação global das estruturas, especialmente àqueles proprietários que possuem número expressivo de barragens. Neste sentido, os resultados provenientes de metodologias simplificadas de rompimento poderão nortear qual a prioridade a ser dada nas estruturas sujeitas a estudos de *Dam Break*.

## 2 OBJETIVOS

Os objetivos desta dissertação estão subdivididos em objetivo global e objetivos específicos e estão dispostos na sequência.

### 2.1 OBJETIVO GLOBAL

O objetivo global da dissertação é avaliar os resultados e analisar o comportamento, em aspectos hidráulicos, de métodos simplificados existentes capazes de estimar características de inundação proveniente do rompimento de barragens.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para atingir o objetivo global, pontuam-se os objetivos específicos, sendo eles:

- i) Estabelecer uma nova equação empírica para estimativa da vazão máxima resultante do rompimento de barragens de terra e enrocamento por galgamento, com o intuito de contribuir com os aspectos apresentados na Justificativa 1;
- ii) Identificar o comportamento dos principais parâmetros em equações envolvendo a propagação de ondas provenientes da ruptura de barragens, com o objetivo de colaborar com as questões indicadas na Justificativa 2;
- iii) Propor, com base nas metodologias verificadas e nas conclusões obtidas nos itens i e ii, uma nova metodologia para análise simplificada de características hidráulicas da onda de cheia gerada pelo rompimento de barragens. Este objetivo específico está relacionado com as informações expostas na Justificativa 3.

### 3 CAPÍTULO DE ENQUADRAMENTO

O capítulo de enquadramento apresenta os principais conceitos e aspectos necessários à compreensão do tema desta dissertação, especialmente ao leitor que não está familiarizado com as abordagens envolvendo rompimento e segurança de barragens.

Este capítulo está subdividido, respectivamente, em:

- i) Aspectos Básicos sobre Barragens (item 3.1), onde serão abordados os temas referentes ao histórico de barragens a nível nacional (item 3.1.1) e as definições necessárias ao entendimento do texto (item 3.1.2);
- ii) Rompimento de Barragens (item 3.2), no qual se apresentam casos históricos emblemáticos de rompimento de barragens, além das principais causas de acidentes e incidentes nessas estruturas;
- iii) Legislação de Segurança de Barragens (item 3.3), subcapítulo em que se têm, brevemente, as datas de lançamento de documentos que versam acerca da segurança de barragens em alguns países do mundo, além de informações sobre a legislação brasileira vigente.

#### 3.1 ASPECTOS BÁSICOS SOBRE BARRAGENS

##### 3.1.1 HISTÓRICO

De acordo com Pereira (2015), a história remota das barragens não é conhecida de forma clara, uma vez que muitas datas antes de 1000 a.C. podem ser somente estimadas. Segundo Smith (1971), a barragem mais antiga que se tem conhecimento é a Barragem Sadd el-Kafara, construída no Egito. O barramento, constituído por rochas e solo, alcançou 11 m de altura e 107 m de comprimento, sendo construído para reserva de água aos trabalhadores das pedreiras da região (PEREIRA, 2015). A barragem egípcia rompeu logo após a sua conclusão devido a um processo de galgamento em virtude de o barramento não possuir uma estrutura vertente (AGUIAR, 2014).

No Brasil, a barragem mais antiga que se tem conhecimento estava instalada onde hoje se constitui a área urbana da Cidade de Recife, Estado de Pernambuco, e indica-se que, possivelmente, tenha sido construída no final do Século XVI (Figura 2). O local era conhecido como Apipucos e aparece em um mapa holandês do ano de 1577 (CBDB, 2011).

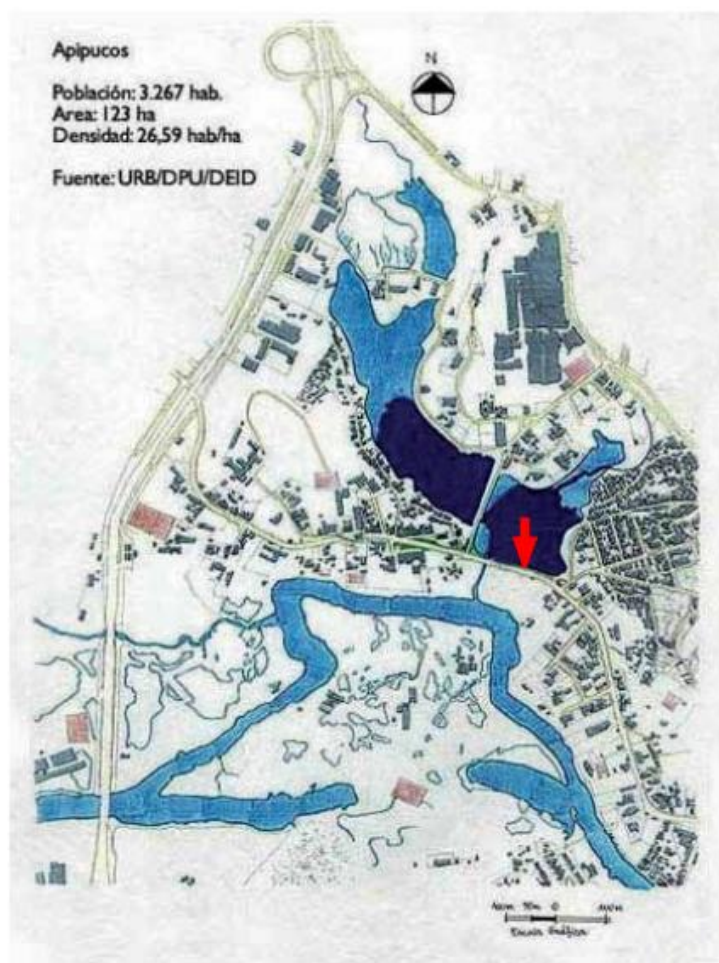


Figura 2: Local onde estava instalada a Barragem de Apipucos (CBDB, 2011).

A mais antiga barragem construída para fins de hidroeletricidade, em território brasileiro, é a barragem de Ribeirão do Inferno, no Estado de Minas Gerais. A estrutura, cujo registro de construção data de 1883, foi instalada em uma queda de 5 m e dispunha de uma roda d'água de madeira, de 3,25 m de diâmetro, para acionamento do maquinário (PEREIRA, 2015).

A Tabela 2 apresenta as primeiras barragens construídas no país e que se tem conhecimento, sendo os dados compilados por Franco (2008) a partir de informações divulgadas pelo CBDB. Atenta-se ao fato de que, conforme pode ser

observado na Tabela 2, a referência indicada não reconhece a Barragem de Apipucos em seus registros históricos. Isso se deve ao fato de incertezas referentes aos dados e à estimativa de datas que ainda se têm com relação ao surgimento das primeiras barragens no país.

Tabela 2: Registro das primeiras barragens brasileiras.

Barragem	Ano de conclusão	Localização	Tipo	Finalidade
Ribeirão do Inferno	1883	MG	Terra	Hidrelétrica
Salão	1918	CE	Terra	Combate às secas
Rio do Peixe	1922	BA	Terra	Abastecimento d'água
Rio das Pedras	1927	MG	Arcos Múltiplos	Hidrelétrica
Rio Grande	1928	SP	Terra	Hidrelétrica
Rio Novo	1932	SP	Concreto Gravidade	Hidrelétrica
Rio do Cobre	1933	BA	Concreto Gravidade	Abastecimento d'água
Saco I	1936	PE	Alvenaria de Pedra	Abastecimento d'água
Bugres/Salto	1951	RS	Concreto Gravidade	Hidrelétrica
Salto	1952	RS	Concreto Gravidade	Hidrelétrica
Salto Grande	1957	MG	Concreto Gravidade	Hidrelétrica
Rio Bonito	1958	ES	Concreto Gravidade	Hidrelétrica
Sabugi	1965	RN	Terra	Irrigação
Saco II	1970	PE	Terra	Irrigação
Rio da Casca I	1971	MT	Enrocamento	Hidrelétrica
Rio Capivara	1976	MG	Terra	Combate às secas
Rio Verde	1976	PR	Terra	Abastecimento d'água

Fonte: FRANCO, 2008.

Outra observação pertinente que pode ser verificada na Tabela 2 é a definição de perceptíveis épocas nas quais se investiu mais na construção de um ou outro tipo de barragem, com relação ao material do maciço. Talvez este fato seja explicado, parcialmente, pelos métodos preferencialmente utilizados em outros países do mundo, de acordo com cada época de construção da barragem e que, conseqüentemente, refletiram no Brasil, conforme pode ser analisado no relato de Pereira (2015, p. 202):

Até os anos 1930, foram construídas diversas barragens de enrocamento nos Estados Unidos [...]. Entre 1930 e 1960, houve uma redução desse tipo de estrutura, em função do aumento dos custos de obtenção e colocação de grandes quantidades de materiais rochosos. A partir de 1960, retomou-se esse tipo de construção, fato que foi atribuído aos métodos mais



econômicos de exploração de pedreiras, de construção e de colocação dos materiais escavados [...].

Após a criação da Eletrobrás, no ano de 1961, a construção de usinas hidroelétricas teve maior impulso no Brasil e, conseqüentemente, houve aumento na construção de barragens e estruturas associadas em território nacional. De acordo com dados coletados pelo Balanço Energético Nacional (BEN), realizado pelo Ministério de Minas e Energia (MME, 2016), principalmente a partir do ano de 1979, o número de aproveitamentos hidroenergéticos inventariados e instalados tem crescido significativamente, conforme pode ser observado na Figura 3.

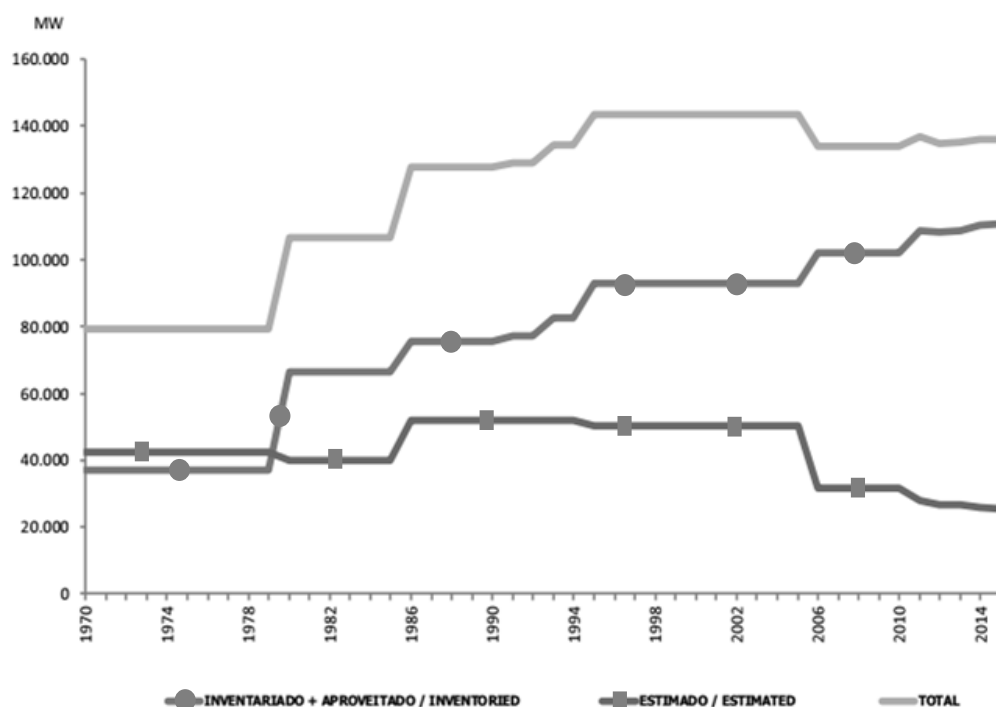


Figura 3: Potencial hidroelétrico brasileiro (MME, 2016).

### 3.1.2 DEFINIÇÕES

#### 3.1.2.1 Acidentes e incidentes

De acordo com a Resolução Nº 144/2012, do Conselho Nacional de Recursos Hídricos (CNRH), entende-se por acidente em uma barragem o comprometimento da integridade estrutural, com liberação incontrolável do conteúdo do reservatório, ocasionado pelo colapso total ou parcial da estrutura. Incidente, por sua vez, pode

ser entendido como qualquer ocorrência que afete o comportamento da barragem ou estrutura anexa e que, se não for controlada, pode causar um acidente.

### 3.1.2.2 Barragem

Diversas definições para “barragem” podem ser encontradas na bibliografia. Baptista e Lara (2001), por exemplo, indicam que uma barragem pode ser definida como uma obra hidráulica destinada a efetuar o represamento de um curso d’água, com o objetivo de utilização mais racional dos recursos hídricos.

United States Bureau of Reclamation (USBR, 1987) indicam que barragens são estruturas construídas com o propósito de represamento de água para diversos usos e que, conseqüentemente, podem oferecer risco potencial à segurança pública.

Para fins deste documento, a definição de barragem é apresentada em concordância com o que é exposto na Lei 12.334/2010 e, também, na Resolução Nº143/2012 do Ministério do Meio Ambiente (MMA) – CNRH, que indicam que uma barragem é qualquer estrutura em um curso permanente ou temporário de água, para fins de contenção ou acumulação de substâncias líquidas ou de misturas de líquidos e sólidos, compreendendo o barramento e as estruturas associadas.

Entretanto, vale salientar que o termo “rompimento de barragens” é entendido, neste documento, como uma falha refletida diretamente no maciço da barragem, proveniente de acidente ou incidente ocorrido na barragem como um todo, ou seja, envolvendo não somente a estrutura do maciço como também, possivelmente, as estruturas associadas.

## 3.2 ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Barragens são estruturas que vêm sendo construídas há milhares de anos e, mesmo com os contínuos e importantes avanços tecnológicos e investimentos nas técnicas construtivas, a probabilidade de rompimento das barragens não é nula. Mascarenhas (1990, p. 38) ensina que:

Durante muito tempo o desenvolvimento de projetos de recursos hídricos apoiou-se na noção de que os benefícios esperados excediam os custos

respectivos. Ainda que sempre existisse o custo potencial da construção da barragem, a possibilidade de falha ou ruptura era praticamente posta de lado nas análises. A premissa implícita em tal atitude parecia ser a de que “barragens bem construídas não apresentam falhas”.

Acerca da importância da priorização da segurança das estruturas em projetos de barragens, Zuffo (2005, p. 02) indica que:

Como a Engenharia de Barragens não é uma ciência exata a ponto de se poder eliminar completamente o risco de um acidente ou incidente, a segurança de barragens deve ser a prioridade em todas as fases de seu desenvolvimento e uso, incluindo o planejamento, projeto, construção e fases de operação e manutenção.

Quanto à probabilidade de rompimento, Viseu e Almeida (2011) indicam que a frequência anual média de ruptura de grandes barragens corresponde ao valor de  $10^{-4}$ , ou seja, assume-se que, anualmente, cerca de uma a cada 10.000 grandes barragem existentes no mundo sofra um acidente ou incidente que ocasione seu rompimento.

Dessa maneira, é conveniente que se invistam em estudos que possibilitem minimizar os danos e as consequências causados por possíveis rompimentos. Na sequência, abordam-se os temas referentes a, respectivamente, casos históricos de rompimento (item 3.2.1) e principais causas do rompimento de barragens (item 3.2.2).

### 3.2.1 CASOS HISTÓRICOS DE ROMPIMENTO

Os casos em que se têm conhecimento acerca de acidentes envolvendo o rompimento de barragens são tão antigos quanto os registros de construção dessas estruturas. De acordo com Balbi (2008), os países que mais se destacam na construção de barragens também são aqueles que mais guardam experiências negativas envolvendo acidentes com rompimentos. Aguiar (2014) indica que o histórico de falhas é uma ferramenta importante para se estudar, prever e evitar os possíveis equívocos e negligências que estão relacionados aos acidentes.

A seguir, seguem informações gerais acerca de alguns dos principais acidentes envolvendo rompimento de barragens, dos quais se têm conhecimento, com ênfase às informações hidráulicas sempre que houver registro.

#### 3.2.1.1 Barragem Malpasset, França (1959)

A Barragem Malpasset, constituída por maciço de concreto em arco com 61 m de altura, teve sua construção finalizada em 1954 e rompeu em dezembro de 1959, após ser detectada uma patologia que consistia em surgências na ombreira direita, 20 m a jusante do maciço. Após o rompimento, a onda de cheia avançou 11 km a jusante do local do barramento, causando a morte de 421 pessoas (JANSEN, 1983). A Figura 4 ilustra as proximidades da ombreira direita da Barragem Malpasset após o rompimento.



Figura 4: Ombreira direita da Barragem Malpasset após o acidente de 1959, Rio Reyran, França (JANSEN, 1983).

### 3.2.1.2 Barragem Orós, Brasil (1960)

Construída no Rio Jaguaribe, no Estado do Ceará, a Barragem Orós rompeu após um evento de precipitação intensa de mais de 635 mm em menos de uma semana, que ocasionou o processo de galgamento d'água sobre a crista da barragem (a ser discutido no item 3.2.2.1), ainda em construção.

Estima-se que o pico de vazão do acidente alcançou 9.600 m<sup>3</sup>/s de água, esvaziando cerca de 90% do reservatório e, apesar de ser possível a retirada de grande parte da população a jusante da estrutura, registros indicam que o acidente resultou em cerca de 1.000 vítimas fatais (JANSEN, 1983). Estima-se que em 12 horas a onda resultante do rompimento atingiu Jaguaribe, cerca de 75 km a jusante da barragem.

Após o acidente (Figura 5), a Barragem Orós foi reconstruída e entrou em operação em 1961 (BALBI, 2008).



Figura 5: Barragem Orós após o acidente de 1960, Rio Jaguaribe, Brasil (PORTAL ORÓS, 2009).

### 3.2.1.3 Barragem de Vajont, Itália (1963)

O acidente envolvendo a Barragem de Vajont, construída no Vale do Rio Vajont, na Itália (Figura 6), é um dos casos mais danosos, que se tem registro, envolvendo tais estruturas. De acordo com Zhang et al. (2016), o acidente ocorreu devido a um deslizamento de grandes volumes de massa de terra para o interior do reservatório,

conforme ilustrado na Figura 7, resultando em uma onda que ultrapassou a crista da barragem em mais de 100 m de altura.

Jansen (1983) indica que a onda proveniente da ruptura da barragem de Vajont atingiu o Rio Piave, 1,6 km a jusante, com 70 m de altura. Não há registros precisos da vazão máxima ocasionada pelo acidente.

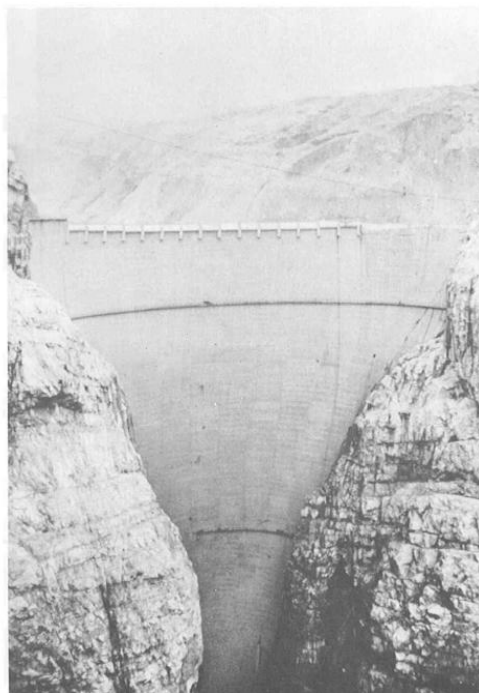


Figura 6: Barragem de Vajont, Vale do Rio Vajont, Itália (JANSEN, 1983).



Figura 7: Vista de parte da massa de terra que colapsou no evento de 1963 da Barragem de Vajont (JANSEN, 1983).

Embora o acidente não tenha resultado no colapso ou rompimento do maciço, não houve possibilidade de alerta à população a jusante e a onda provocada pelo deslizamento resultou em cerca de 2.600 vítimas fatais (JANSEN, 1983). Atualmente, a Barragem de Vajont está desativada.

#### 3.2.1.4 Barragem de Banqiao, China (1975)

De acordo com Mccully (2001), o maior desastre mundial que se tem registro relacionado à ruptura de barragens ocorreu no ano de 1975, na Barragem de Banqiao, construída no Rio Huai, na China. Indica-se que, após intensa precipitação, o nível do reservatório se elevou 2 m acima do nível considerado seguro. As comportas de descarga, parcialmente bloqueadas por sedimentos, não suportaram a descarga da vazão necessária para manter a integridade da estrutura.

O rompimento da Barragem de Banqiao liberou cerca de 500 milhões de m<sup>3</sup> de água e provocou uma reação em cadeia responsável pelo colapso de mais de 60 barragens a jusante da estrutura (JANSEN, 1983). Estima-se que cerca de 230.000 pessoas morreram em decorrência do acidente e de doenças que o desastre causou. A Figura 8 ilustra a Barragem de Banqiao após o rompimento.



Figura 8: Barragem de Banqiao após o acidente de 1975, Rio Huai, China (INTERNATIONAL RIVERS, 2013).



### 3.2.1.5 Barragem Teton, Estados Unidos (1976)

Um dos acidentes de barragens mais comentados ocorrido nos Estados Unidos é o evento envolvendo a Barragem de Teton, no rio de mesmo nome, Estado de Idaho. O barramento de terra e enrocamento, de 93 m de altura e 940 m de comprimento, rompeu em 1976, ainda em fase de construção, devido ao processo de erosão interna (que será discutido no item 3.2.2.2). Estima-se que o pico da vazão resultante do rompimento da estrutura atingiu cerca de 65.000 m<sup>3</sup>/s (ZHANG et al., 2016).

Antes do rompimento foi possível identificar surgências de água na ombreira direita da barragem, sendo possível retirar parte da população a jusante da estrutura. Mesmo assim, o acidente vitimou 11 pessoas (ZHANG et al., 2016). A sequência de imagens do acidente está ilustrada na Figura 9 e indica-se que o intervalo entre as imagens é de cerca de 4 horas (SYLVESTER, 2003).



Figura 9: Sequência de imagens do rompimento da Barragem de Teton no ano de 1976, Rio Teton, EUA (adaptado de SYLVESTER, 2003).

### 3.2.1.6 Barragem de Fundão, Brasil (2015)

No Brasil, um dos acidentes mais recentes envolvendo barragens é, também, um dos mais trágicos ocorrido no país e que se tem conhecimento. Ocorrido em



novembro de 2015, o acidente envolvendo a Barragem de Fundão, para contenção de rejeitos de mineração, no Município de Mariana, Estado de Minas Gerais, liberou, de acordo com o Laudo Técnico Preliminar do Instituto Brasileiro de Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA, 2015), 34 milhões de m<sup>3</sup> de rejeitos de mineração de ferro, conforme ilustrado na Figura 10. A mistura de rejeitos e água percorreu mais de 650 km até alcançar o Oceano Atlântico.

De acordo com IBAMA (2015), o desastre da Barragem de Fundão é classificado como “Desastre de Nível IV – Desastre de muito grande porte”, conforme classificação da Defesa Civil, sendo o último nível da classificação e característico quando os danos causados são muito importantes e os prejuízos muito vultosos e consideráveis.



Figura 10: Barragem de Fundão, Brasil, após o rompimento de 2015 (IBAMA, 2015).

Os danos ambientais e sociais causados são numerosos e, ao que parece, impossíveis de se estimar. Segundo IBAMA (2015), cerca de 82% das edificações do Distrito de Bento Rodrigues, localizado logo a jusante do local do acidente, foram atingidas, conforme pode ser observado na Figura 11.

O acidente resultou em 19 mortes, dentre funcionários da barragem e moradores, e aumentou o debate e as preocupações acerca da fiscalização e da segurança de barragens em território nacional, 5 anos após a promulgação da Lei 12.334/2010.



Figura 11: Distrito de Bento Rodrigues após o acidente da Barragem de Fundão, Brasil (IBAMA, 2015).

### 3.2.2 PRINCIPAIS CAUSAS DO ROMPIMENTO DE BARRAGENS

De acordo com Tomaz (2013), entende-se por falha em uma barragem o resultado de uma operação imprópria, ou a ruptura ou colapso da estrutura, que ocasiona o escoamento espontâneo da água antes represada. Mascarenhas (1990) observa que, em suma, a ruptura de uma barragem é função de causas materiais, naturais ou em decorrência de intervenção humana, sendo resultante da ocorrência isolada ou simultânea de tais elementos.

Levantamentos históricos de eventos envolvendo o rompimento de barragens indicam que, de modo geral, as estruturas nas quais o maciço é constituído por terra contribuem com os maiores índices de acidentes registrados, conforme indica a Figura 12, cujos autores analisaram um universo de cerca de 900 eventos envolvendo a ruptura de barragens no mundo.

Entretanto, embora estudos indiquem que as barragens de terra colaborem com os maiores registros de rompimento, Serafim (1981)<sup>1</sup> apud Collischonn (1997) indica que este fato é consequência, parcialmente, do maior número de barragens de terra existente e que, quando se analisa relativamente o número de barragens frente ao

---

<sup>1</sup>SERAFIM, J. L. Safety of dams judged from failures. **Water Power and Dam Construction**, Sutton, v. 33, n. 12, p.32-35, Dezembro 1981.

registro de acidentes, os resultados para estruturas de terra e de concreto são similares.

Collischonn (1997) indica que o tipo de barragem, em função do material, é fator determinante para a causa da ruptura. Barragens de concreto costumam ser mais suscetíveis a problemas estruturais e de fundações, ao passo que barragens de terra são mais sensíveis a galgamentos (item 3.2.2.1) e erosão interna ou infiltração (item 3.2.2.2).

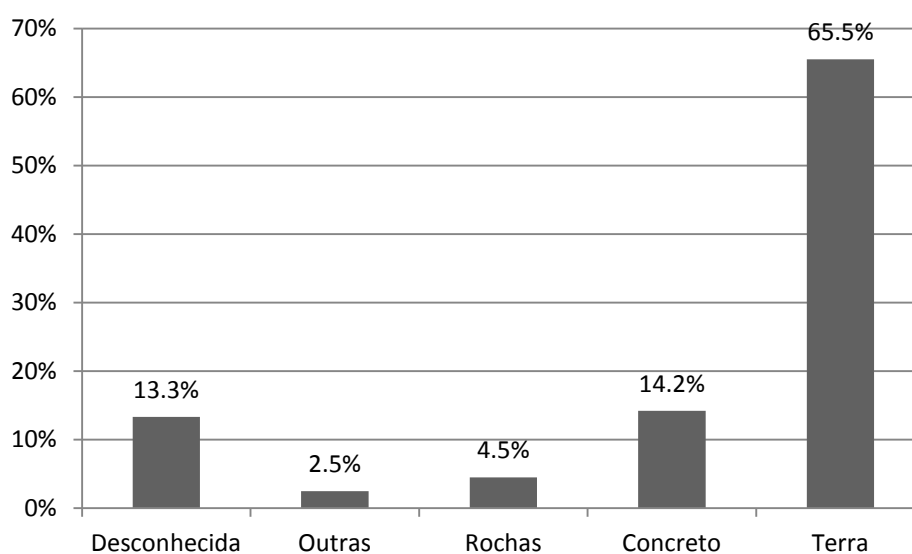


Figura 12: Acidentes em barragens segundo o material do maciço (Adaptado de Zhang et al, 2007).

A afirmação de Collischonn (1997) pode ser confirmada pelo estudo realizado por Costa (1985), que identificou as causas de casos históricos de rompimento de barragens com altura superior a 15 m. Conforme pode ser observado na Figura 13, Costa (1985) identificou que os maiores registros de acidentes envolvendo barragens de concreto ocorreram devido a problemas nas fundações. Já em barragens de enrocamento, os maiores registros de acidentes são devido a problemas de galgamento e infiltração.

As estimativas e levantamentos indicados na Figura 13 são de grande importância para as equipes responsáveis pelo projeto, execução e operação das barragens. Uma vez que se sabe do elevado risco de rompimento devido a estas causas principais, as equipes deverão prover medidas especiais de modo a evitar o acontecimento destes fenômenos.

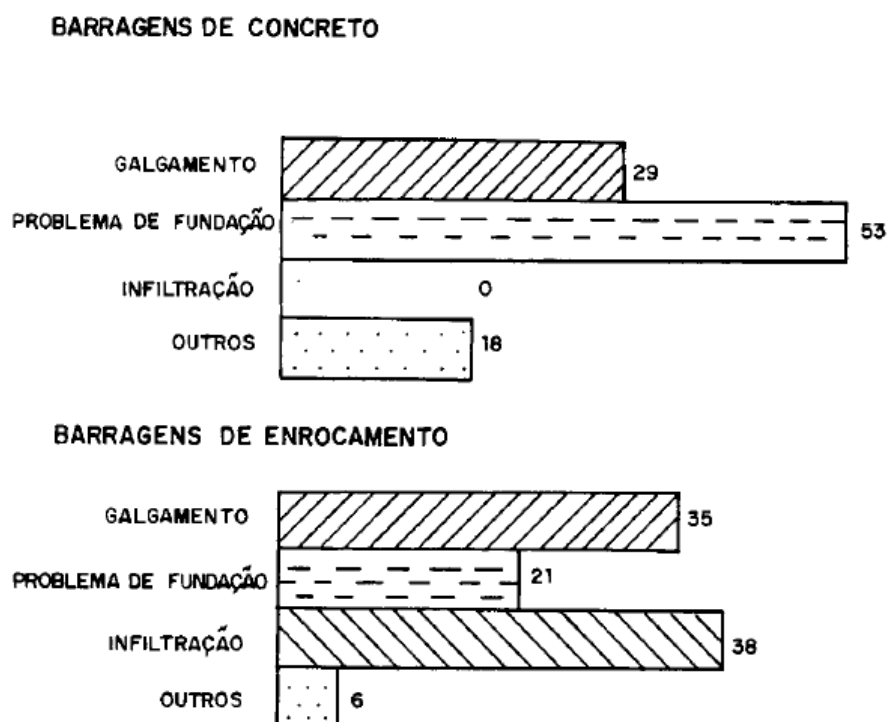


Figura 13: Porcentagem de causas de acidentes para barragens com mais de 15 m de altura (MASCARENHAS, 1990 adaptado de COSTA, 1985).

A Figura 13 indica que as principais causas já observadas no rompimento de barragens de todos os tipos são as causas de galgamento (item 3.2.2.1), erosão interna (item 3.2.2.2), e falhas nas fundações (item 3.2.2.3). Além disso, outras causas podem ser destacadas, como as falhas de projeto, construção e operação, sismos, terremotos e ações de guerra. A seguir, abordam-se os aspectos gerais das três principais causas observadas em acidentes envolvendo a ruptura de barragens.

### 3.2.2.1 Galgamento (*overtopping*)

As falhas por galgamento são ocasionadas quando a água a montante do barramento ultrapassa os limites do reservatório e, conseqüentemente, o topo da barragem. O processo de galgamento é também conhecido como *overtopping*. Mascarenhas (1990) indica que o galgamento resulta, em geral, da incapacidade na liberação de grandes vazões pelos vertedouros da estrutura.

A Figura 14 ilustra uma possível seqüência de evolução da ocorrência de galgamento, após a água, antes represada, ultrapassar os limites do barramento.

Neste caso, a Figura 14 indica que o local do início da erosão por galgamento se deu no pé da barragem. Entretanto, atenta-se ao fato de que nem sempre o início da erosão por galgamento dar-se-á no pé da barragem, mas sim no local onde a velocidade do escoamento ultrapassa a velocidade considerada admissível para que a erosão do material não ocorra.

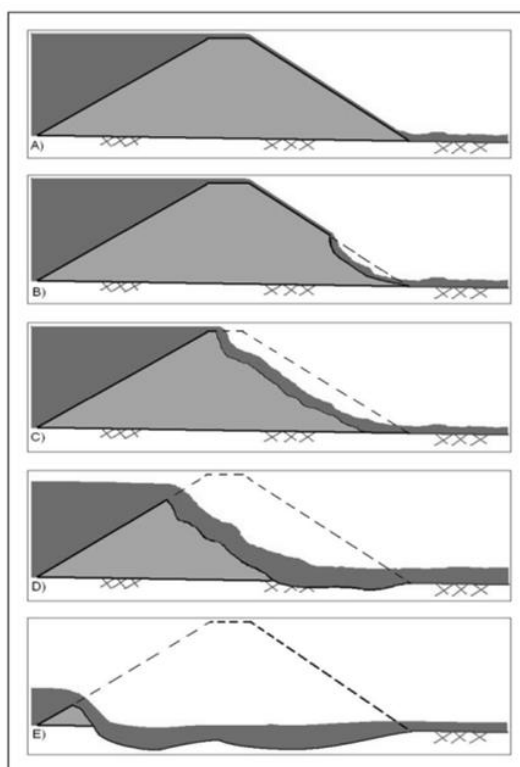


Figura 14: Exemplo de evolução de falha por galgamento (USACE, 2014).

### 3.2.2.2 Erosão interna (*piping*)

O processo de erosão interna na barragem ou nas fundações ocorre, basicamente, em decorrência da percolação de água através do maciço. O início da ocorrência de erosão interna se dá no momento em que as forças de percolação excedem as forças resistentes da estrutura.

O processo de erosão interna também é conhecido como *piping* e, no Brasil, também são usados os termos entubamento ou infiltração. Um exemplo de evolução de falha por erosão interna está ilustrado na Figura 15.

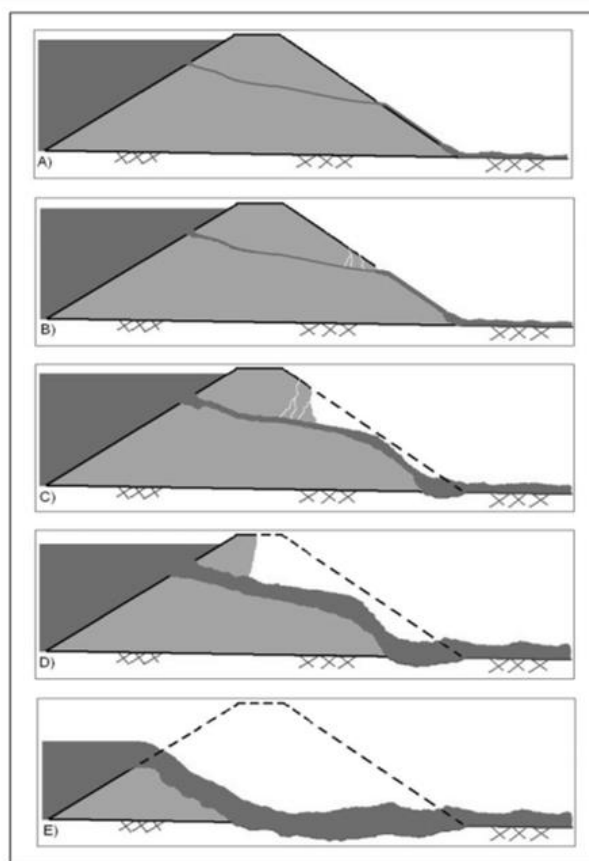


Figura 15: Exemplo de evolução de falha por erosão interna (USACE, 2014).

### 3.2.2.3 Falhas na fundação

Embora, para barragens de terra e/ou enrocamento, as falhas nas fundações não sejam causas tão recorrentes quanto a erosão interna e o galgamento, no caso de barragens de concreto, por sua vez, patologias nas fundações da estrutura contribuem com altos índices de causas de acidentes de barragens, uma vez que, neste tipo de estrutura, a fundação é um dos locais mais solicitados pelo carregamento. Mascarenhas (1990, p. 21) ensina que:

As características da deformação dos materiais constituintes das fundações da barragem são de difícil previsão e a avaliação dos efeitos climáticos e de construção não muito criteriosa torna-se incerta com respeito aos deslizamentos das fundações.

Além disso, o autor também indica que fundações com resistência insatisfatória às tensões de solicitação, ou que apresentem ligações compostas de materiais argilosos, são mais vulneráveis ao deslizamento.

Ademais, além de falhas provenientes do deslizamento das fundações, as fundações também poderão estar sujeitas ao efeito de erosão interna, não sendo esta causa, portanto, particular ao maciço da barragem.

### 3.3 LEGISLAÇÃO DE SEGURANÇA DE BARRAGENS

De acordo com Zuffo (2005, p. 02):

Em vários países, a partir da década de 70, ou em alguns países antes disso, como Portugal, Estados Unidos, Reino Unido, Canadá e Austrália, a preocupação com a segurança de barragens vem se tornando um ponto chave para o desenvolvimento específico de legislações relacionadas ao assunto e, assim, motivando o aumento e a melhoria na avaliação da segurança deste tipo de empreendimento.

Pierce et al. (2010) indicam que o primeiro registro de um guia de orientações de segurança de barragens para os Estados Unidos surgiu no ano de 1979. Zuffo (2005) observa que, no país norteamericano, embora a maior parte da infraestrutura viária pertença a entidades públicas, a maioria das barragens é de posse da iniciativa privada. Isso faz com que a questão de segurança de barragens seja um assunto tratado por vários órgãos, abrangendo desde o poder federal até representantes civis.

Em 1978 a Austrália já possuía o chamado *Dams Safety Act 1978*<sup>2</sup>, o Decreto de Segurança de Barragens do país. No caso do Reino Unido, o primeiro documento legislativo que trata especificamente da segurança de barragens, o *Reservoir Safety Provision Act*<sup>3</sup>, surgiu ainda em 1930, após a ruptura de duas barragens no país (ZUFFO, 2005). Já em Portugal, o Regulamento de Segurança de Barragens<sup>4</sup> surgiu em 1990.

---

<sup>2</sup>A versão corrente do Decreto pode ser acessada em: NSW LEGISLATION. **Dams Safety Act 1978 Nº 96**: An Act to constitute the Dams Safety Committee and to confer and impose on the Committee functions relating to the safety of certain dams. New South Wales: 2011. Disponível em <<https://goo.gl/GUkCJU>> Acesso em: 27.jan.2018.

<sup>3</sup>A versão corrente do documento pode ser acessada em: UK LEGISLATION. **Reservoirs Act 1975**: An Act to make further provision against escapes of water from large reservoirs or from lakes or lochs artificially created or enlarged. 1975. Disponível em: <<https://goo.gl/pRkZcZ>> Acesso em: 27.jan.2018.

<sup>4</sup>PORTUGAL (1990). Lei nº 11/90, de 06 de janeiro de 1990. **Decreto-lei Nº 11/90 de 6 de Janeiro**.

A legislação do Canadá que discorre sobre a segurança de barragens do país surgiu no ano de 1995 com a publicação do *Dam Safety Guidelines*<sup>5</sup>. O documento canadense foi extremamente importante para as questões brasileiras de segurança de barragens, uma vez que, até o ano de 2010, o documento brasileiro mais importante que abordava questões sobre segurança de barragens, o chamado “Manual de Segurança e Inspeção de Barragens”, era baseado no documento canadense de 1995 (ZUFFO, 2005).

No Brasil, somente em 20 de Setembro de 2010 surge a Lei 12.334/2010, estabelecendo a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e a criação do SNISB. O documento estabelece que as barragens serão classificadas pelos agentes fiscalizadores, por categoria de risco e por dano potencial associado, com base em critérios estabelecidos pelo CNRH.

Em suma, os agentes fiscalizadores brasileiros, a nível federal, são a Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), para as barragens de acumulação de água com função de geração de energia elétrica, a ANA, no caso das barragens de acumulação de água para outros fins que não os de geração de energia elétrica, e o Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), no caso das barragens de acumulação de rejeitos e resíduos de mineração. Estes órgãos, entre outros, são responsáveis pela fiscalização da segurança e implementação do PSB, que prevê a criação do PAE, quando necessário, de acordo com a Classe ou com a classificação de Dano Potencial Associado de cada barragem, conforme especificado na Tabela 3 e na Tabela 4.

Atenta-se ao fato de que, conforme pode ser visualizado na Tabela 4, cada órgão fiscalizador tem autonomia para indicar em quais classes gerais (A, B, C, D ou E) serão classificadas suas barragens. Entretanto, os critérios para classificação referentes ao Dano Potencial Associado e Categoria de Risco são estabelecidos pelo CNRH na Resolução Nº 143/2012, sendo estes critérios subdivididos apenas em função do fluido retido pela barragem – água ou rejeitos.

---

<sup>5</sup>A versão corrente do documento pode ser adquirida em: CANADIAN DAM ASSOCIATION. **Dam Safety Guidelines**. 2013. Disponível em <<https://goo.gl/F2yn18>> Acesso em: 27.jan. 2018.



Tabela 3: Especificações e conteúdo do PAE segundo o Órgão Fiscalizador.

Órgão Fiscalizador	Classe de Barragens que necessitam de PAE	Documento para consulta	Conteúdo mínimo
ANEEL	Classe A e B ou quando solicitado pelo órgão fiscalizador	Resolução Nº 696/2015	Indica que deverá ser aquele que consta na Lei 12.334/2010.
ANA	Classes A e B ou quando solicitado pelo órgão fiscalizador	Resolução Nº 236/2017	Já estabelecido na Resolução Nº 236 de 30/01/2017.
DNPM	Categoria de Dano Potencial Associado Alto ou quando solicitado pelo órgão fiscalizador	Portaria Nº 70.389/2017	Já estabelecido na Portaria Nº 70.389/2017.

Tabela 4: Classes das barragens quanto à Categoria de Risco e ao Dano Potencial Associado, de acordo com o Órgão Fiscalizador.

CATEGORIA DE RISCO <sup>a</sup>	DANO POTENCIAL ASSOCIADO <sup>b</sup>								
	Resolução Nº 696/2015 ANEEL			Resolução Nº 236/2017 ANA			Portaria Nº 70.389/2017 DNPM		
	ALTO	MÉDIO	BAIXO	ALTO	MÉDIO	BAIXO	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	A	B	B	A	B	C	A	B	C
MÉDIO	B	B	C	A	C	D	B	C	D
BAIXO	B	C	C	A	D	D	B	C	E

<sup>a</sup>O termo "categoria de risco" relaciona os aspectos da própria barragem que possam influenciar na possibilidade de ocorrência de acidente;

<sup>b</sup>O termo "dano potencial associado" diz respeito à perda de vidas humanas e aos impactos sociais, ambientais e socioeconômicos advindos do acidente ou incidente.

Para as barragens fiscalizadas pela ANEEL, conforme Resolução Nº 696 de 15 de dezembro de 2015, deverão ter PAE todas as barragens classificadas como Classe A ou B, de acordo com a Tabela 4, ou sempre que solicitado a critério da ANEEL. Até o momento, a Agência ainda não estabeleceu critérios do que deve constar no PAE, somente é indicado, pela mesma Resolução, que o conteúdo mínimo do PAE deverá ser aquele que consta na Lei 12.334/2010.

A ANA, conforme Resolução Nº 236/2017, indica que deverão ter PAE todas as barragens classificadas como Classe A ou B (de acordo com a Tabela 4), ou sempre que solicitado, estando o conteúdo mínimo do PAE também indicado no mesmo documento.

Quanto ao DNPM, este especifica que, conforme Portaria Nº 70.389/2017, deverão ter PAE todas as barragens classificadas como Categoria de Dano Potencial Associado Alto ou em qualquer outro caso, quando solicitado. O conteúdo mínimo que deve constar no PAE também está indicado na Portaria Nº 70.389/2017.

Dessa forma, no caso do Brasil, uma vez que alguns órgãos fiscalizadores ainda não lançaram critérios específicos do que deverá conter no PSB, poderão surgir, conseqüentemente, dúvidas e impasses quanto às informações mínimas necessárias para a elaboração do PAE. Entretanto, é consenso que, para que seja possível elaborar um PAE, algumas informações mínimas serão necessárias, sendo elas, sumariamente, as profundidades e velocidades da água, além do tempo de chegada da onda em pontos específicos. Tais informações subsidiarão a elaboração dos mapas de inundação e, posteriormente, a definição de possíveis rotas de fuga e locais de auto-salvamento.

Corroborando com as informações indicadas, de acordo com Lauriano et al. (2010), um PAE deve conter os mapas das áreas potencialmente inundáveis. Para tal, é necessário preverem-se as cotas máximas inundadas, bem como velocidades e vazões máximas ao longo do vale a jusante. A determinação de tais parâmetros costuma ser realizada com base nas equações de Saint-Venant, a partir de modelos uni (1D) ou bidimensionais (2D). Para se ter acesso a tais informações, é necessário que sejam feitos estudos de rompimento das barragens, também conhecidos como *Dam Break*, assunto que será tratado no capítulo de revisão bibliográfica (item 4).

## 4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O rompimento de barragens e respectivo dano causado a jusante está associado a uma série de fatores determinísticos. Dentre eles podem-se destacar o tipo de barragem e as causas da ruptura, além dos mecanismos de formação da brecha de ruptura, da estimativa da vazão de pico do acidente, da determinação do hidrograma de ruptura e da propagação da onda de ruptura e respectiva estimativa da área de inundação. O capítulo de revisão da bibliografia compila algumas das principais metodologias desenvolvidas acerca do tema de segurança de barragens, desde a formação da brecha de ruptura até a posterior propagação do hidrograma.

### 4.1 ANÁLISE DO ROMPIMENTO DE BARRAGENS

Viseu e Almeida (2011) afirmam que a frequência dos acidentes associados a grandes barragens tem diminuído ao longo do tempo. De acordo com os autores, isso se deve à melhoria nos conhecimentos científico e tecnológico e de controle da qualidade e da segurança nas diversas fases de concepção e operação da barragem.

Conforme mencionado por Melo (2015), análises de rompimento de barragens seguem, sumariamente, o estudo e as considerações de alguns componentes principais, sendo eles a simulação da forma da falha da barragem, a geração de um hidrograma de ruptura na seção da barragem e, finalmente, a propagação deste hidrograma pelo vale a jusante.

A Figura 16 apresenta um esquema dos componentes gerais das etapas que envolvem a maioria dos estudos de rompimento de barragens atualmente.

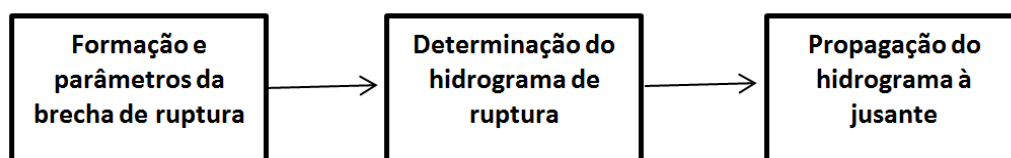


Figura 16: Componentes das análises de rompimento de barragens.

Quanto à importância da avaliação dos parâmetros e respectivas consequências decorrentes do rompimento de barragens, Collischonn e Tucci (1997, p.192) indicam que:

As informações necessárias para uma avaliação das consequências do rompimento de uma barragem são: áreas inundadas, cotas máximas e velocidades máximas em cada ponto, tempo de chegada da onda e o hidrograma de cheia. A definição das áreas inundadas e das cotas e velocidades máximas é fundamental para a estimativa dos prejuízos materiais. O tempo de chegada da onda é necessário para a formação de planos de evacuação da população. O hidrograma de cheia é importante quando se avalia o efeito da cheia sobre os reservatórios a jusante.

#### 4.1.1 FORMAÇÃO E PARÂMETROS DA BRECHA DE RUPTURA

De acordo com Collischonn e Tucci (1997, p. 191), a brecha é “a abertura formada pela falha da barragem, pela qual a água do reservatório passa, podendo alargá-la e aprofundá-la”. Segundo os autores, a mecânica da formação da brecha não é bem compreendida, tanto em barragens de concreto quanto de terra.

Segundo Lauriano et al. (2010, p. 71):

O processo de ruptura e formação da brecha é de grande influência para a magnitude, duração e forma do hidrograma de saída da barragem. A hipótese de ruptura completa e instantânea é o enfoque mais antigo e o que representa a pior situação possível. Essa hipótese é utilizada quando se trata de barragens de concreto em arco, ou quando se deseja o cenário mais conservador sob o ponto de vista da segurança.

Na Figura 17 identificam-se os principais parâmetros de uma brecha formada em um evento de ruptura de barragem. A geometria da brecha de ruptura, em vista frontal, pode variar de acordo com os autores. Enquanto algumas equações consideram a brecha de formato trapezoidal, a exemplo da brecha esquematizada na Figura 17, outras equações, por simplificação, assumem que a brecha possui geometria retangular.

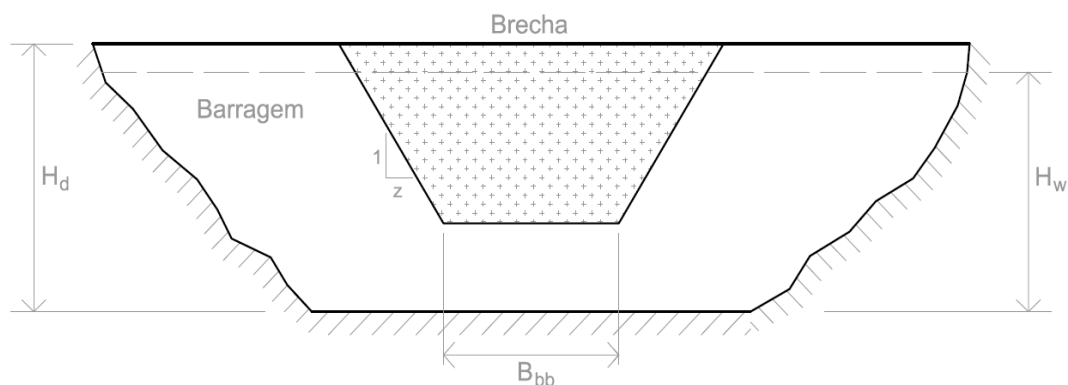


Figura 17: Brecha esquemática de uma barragem (adaptado de FREAD e LEWIS, 1998).

Sendo:

$H_d$ : altura da barragem (L);

$B_{bb}$ : largura da base da brecha (L);

$H_w$ : altura da água no momento da ruptura (L).

Diversos são os critérios adotados por pesquisadores na definição dos parâmetros de formação da brecha. A Tabela 5 indica as recomendações para a estimativa dos parâmetros da brecha, expostos no documento Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidroelétricas (Eletrobrás, 2003).

No caso da Tabela 5, percebe-se que as práticas utilizadas são função, exclusivamente, do tipo de barragem segundo o material, assumindo um aspecto qualitativo de classificação.

Tabela 5: Cálculo dos parâmetros da brecha.

Tipo de barragem	Tempo de Ruptura - t (horas: h)	Largura da Brecha
Arco	$t < 0,1$ h	Comprimento da Crista
Contraforte	$0,1$ h $<$ t $<$ $0,3$ h	Múltiplos trechos
Gravidade	$0,1$ h $<$ t $<$ $0,3$ h	Um ou mais trechos (geralmente menor do que metade do comprimento da crista)
Terra e enrocamento	$0,1$ h $<$ t $<$ $1$ h (compactada) e $0,1$ h $<$ t $<$ $0,5$ h (não compactada)	Entre 1 e 5 vezes a altura da barragem (geralmente de 2 a 4 vezes)

Fonte: Adaptado de ELETROBRÁS (2003).

A definição dos parâmetros da brecha de ruptura pode ser feita tanto por meio de equações empíricas quanto por intermédio de ferramentas computacionais, as quais possuem, em sua formulação, modelos de equações paramétricas, como os modelos DAMBRK<sup>6</sup> e FLDWAV<sup>7</sup>, ou de embasamento físico, como o modelo NWS-BREACH<sup>8</sup>. Nos modelos paramétricos é necessário indicar a forma da brecha e o tempo requerido para seu total desenvolvimento, já os modelos com embasamento físico simulam os processos erosivos associados ao escoamento em um evento de formação da brecha, estimando suas dimensões e o tempo de formação da abertura (WAHL, 2004).

A formação da brecha de ruptura de uma barragem pode ser definida segundo diferentes métodos. Entretanto, os métodos mais simples, como o de evolução pré-determinada da brecha, ainda são os mais utilizados (COLLISCHONN e TUCCI, 1997). O processo de evolução pré-determinada da brecha implica na formação e evolução da brecha de acordo com parâmetros de largura da brecha (item 4.1.1.1) e tempo de formação da mesma (item 4.1.1.2).

#### 4.1.1.1 Determinação da Largura da Brecha ( $B_b$ )

Saraiva (2014) agrupou os principais critérios utilizados para a determinação da largura da brecha em barragens de terra e enrocamento, de acordo com a literatura corrente, segundo aspectos quantitativos, função de características da barragem e do reservatório, conforme apresentado na Tabela 6.

---

<sup>6</sup>FREAD, D. L. **DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model**, National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Md: 1984.

<sup>7</sup>FREAD, D. L. **NWS FLDWAV model**: The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. Dam Safety, 10<sup>th</sup> Annual ASDSO Conf., Association of State Dam Safety Officials, Lexington: 1993. p177–184.

<sup>8</sup>FREAD, D. L. **BREACH: an erosion model for earthen dam failures**. Maryland: National Weather Service, 1991.

Tabela 6: Critérios para determinação da largura da brecha.

Autor (ano)	Largura da brecha (m)
U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1988)	$B_b = 3 H_w$
Von Thun e Gillette (1990)	$B_b = 2,5 H_w + C_b$
Wahl (1998) <sup>9</sup> apud Grimaldi et al (2010)	$B_b = 4 H_d$

Fonte: Adaptado de Saraiva (2014).

Sendo:

$B_b$ : largura de brecha retangular (m);

$H_w$ : altura de água no momento da ruptura (m);

$H_d$ : altura da barragem (m);

$C_b$ : fator compensatório da equação de Von Thun e Gillette (m), ver Tabela 7.

Tabela 7: Determinação do  $C_b$  para Von Thun e Gillette.

Volume do reservatório (m <sup>3</sup> )	$C_b$ (m)
$< 1,23 \times 10^6$	6,1
$1,23 \times 10^6$ até $6,17 \times 10^6$	18,3
$6,17 \times 10^6$ até $1,23 \times 10^7$	42,7
$> 1,23 \times 10^7$	54,9

Fonte: SARAIVA, 2014.

Segundo Froehlich (1995a), devido à severidade de uma onda proveniente da ruptura de uma barragem, somada à dependência da estimativa da vazão através da brecha com as características de tamanho, forma e tempo de evolução da mesma, é importante estimar a formação da brecha de maneira precisa. Em seu estudo, o autor estimou a altura, largura média, inclinação dos taludes e tempo de formação da brecha a partir da observação de 63 casos de rompimento de barragens de terra, enrocamento e ambos. Como conclusão indica-se que a forma da brecha é, sumariamente, trapezoidal e de base inferior horizontal, a exemplo do que foi apresentado na Figura 17.

<sup>9</sup>Wahl, T. L. **Prediction of embankment dam breach parameters**: A literature review and needs assessments Dam Safety Rep. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 1998.

Além disso, Froehlich (1995a) considerou a altura da brecha como sendo a distância vertical entre o topo da barragem e a base aproximadamente horizontal, ao passo que a largura média é tomada como sendo a média entre base menor e base maior. O autor indica que a base da brecha geralmente se encontra na base da barragem, ou na fundação, uma vez que esta é, em suma, mais resistente à erosão do que o material da barragem em si. A equação que estabelece a largura média da brecha foi obtida por meio de processos de regressão com base em eventos passados e pode ser conferida na Equação 1.

$$\bar{B} = 15 k_{01} V_w^{0,32} H_d^{0,19} \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

$\bar{B}$ : largura média de brecha trapezoidal (m);

$k_{01}$ : fator multiplicador, sendo 1,4 para falha por galgamento e 1,0 para outras causas;

$V_w$ : volume do reservatório na ruptura ( $\text{hm}^3$ );

$H_d$ : altura da barragem (m).

Perceber que o fator multiplicador  $k_{01}$  indica que, em suma, falhas provocadas por galgamento resultam em uma brecha 40% maior do que outras causas. O fator  $k_{01}$  considera também, indiretamente, o efeito de grandes descargas em um reservatório, evento este que ocorre durante os processos de galgamento. Por sua vez, a inclinação do talude (elemento z da Figura 17), segundo Froehlich (1995a), poderá ser considerada igual a 1,4 para falha por galgamento e 0,9 para outras causas de falhas.

Wahl (2004), após analisar as incertezas das equações de previsão de parâmetros de rompimento para 108 casos de acidentes, indica que a equação de USBR (1988) tende a subestimar a largura da brecha observada. Além disso, indica que as equações de Von Thun e Gillette (1990) e Froehlich (1995a) resultaram em larguras de brecha sumariamente equivalentes à metade do comprimento total da barragem, quando em vista frontal.

Froehlich (2008), expandindo as análises realizadas, propôs também a Equação 2, exposta a seguir, após compilar dados de 74 casos de rompimento.

$$\bar{B} = 0,27 k_{02} V_w^{0,32} H_d^{0,04} \quad \text{Equação 2}$$

Sendo:



$\bar{B}$ : largura média de brecha trapezoidal (m);

$k_{02}$ : fator multiplicador, sendo 1,3 para falha por galgamento e 1,0 para outras causas;

$V_w$ : volume do reservatório na ruptura ( $m^3$ );

$H_d$ : altura da barragem (m).

Na Figura 18 apresenta-se um gráfico comparativo entre as metodologias descritas para determinação da largura da brecha, segundo cada autor, para as Barragens Orós (Brasil) e Teton (EUA), juntamente com a largura de brecha observada no evento da ruptura das respectivas barragens, segundo dados de Wahl (1998). As características das barragens analisadas, bem como os valores obtidos para as brechas teórica e observada, podem ser visualizados na Tabela 8. Destaca-se que o modo de falha das Barragens Teton e Orós foi distinto, sendo eles, respectivamente, *piping* e galgamento.

Atenta-se ao fato de que as informações indicadas na Figura 18 e na Tabela 8 objetivam apenas analisar a amplitude entre os resultados das equações empíricas descritas frente a um fenômeno real de rompimento, não fazendo referência a análises de erros ou dispersões entre as equações.

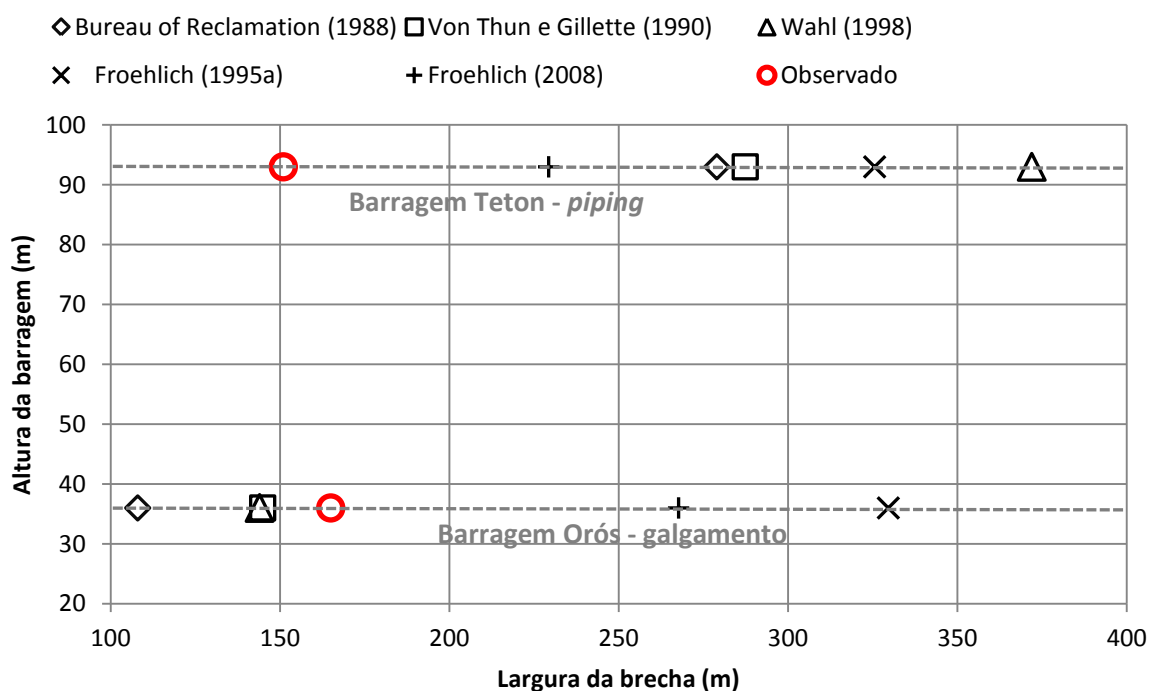


Figura 18: Comparação entre métodos de estimativa da largura da brecha para as Barragens Orós e Teton.

Tabela 8: Largura da brecha teórica e observada para as Barragens Orós e Teton.

Barragem analisada	Determinação da largura da brecha (m)							Largura de brecha observada no evento (m)
	Altura da barragem (m)	Volume do reservatório (hm <sup>3</sup> )	Autor					
			Bureau of Reclamation (1988)	Von Thun e Gillette (1990)	Wahl (1998)	Froehlich (1995a)	Froehlich (2008)	
Orós	36	650	108	145	144	330	268	165
Teton	93	356	279	287	372	326	229	151

Conforme indicado na Figura 18 e na Tabela 8, percebe-se grande variação entre as larguras de brecha definidas pelos diferentes autores. Para o caso da Barragem Orós, com altura de 36 m, as metodologias definidas por Froehlich (1995a) e Froehlich (2008) superestimaram a largura da brecha em comparação com a observada durante o evento, ao passo que as metodologias de Von Thun e Gillette (1990) e Wahl (1998) obtiveram valores próximos do observado e que a metodologia de U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1988) subestimou este valor. Para o caso da barragem Teton, de aproximados 93 m de altura, todos os métodos empíricos de determinação da largura da brecha superestimaram consideravelmente este valor quando em comparação com a brecha observada no evento.

#### 4.1.1.2 Determinação do Tempo de Formação da Brecha ( $t_f$ )

Conforme pontuado por Saliba (2009), o mecanismo de ruptura das barragens é distinto de acordo com a causa deste processo. Para o tempo de formação da brecha, por exemplo, indica-se que este é diferente quando a ruptura é decorrente de galgamento ou erosão interna.

O material do maciço da barragem é outra característica que interfere significativamente no tempo de formação da brecha. Fread e Lewis (1998) afirmam que, embora os verdadeiros mecanismos de ruptura de barragens não sejam completamente esclarecidos, o tipo de barragem interfere significativamente no processo de formação da brecha.

Uemura (2009) indica que as barragens de concreto em arco tendem a romper por completo, com a formação da brecha em apenas alguns minutos. Além disso, o tempo de ruptura, quando a causa do rompimento é o galgamento, depende da

altura, do tipo de material do maciço, da medida de compactação dos grãos, entre outros. Já quando o rompimento se dá por erosão interna, o tempo de formação da brecha é, geralmente, considerado mais longo se comparado ao rompimento por galgamento.

As principais equações utilizadas na determinação do tempo de formação da brecha foram compiladas por Wahl (2004) e parte delas pode ser observada na Tabela 9.

Tabela 9: Determinação do tempo de formação da brecha.

Autor (ano)	Tempo de formação da brecha
Bureau of Reclamation (1988)	$t_f = 0,011 B_b$
Von Thun e Gillette (1990) – altamente erodível	$t_f = 0,015 H_w$
Von Thun e Gillette (1990) – resistente à erosão	$t_f = 0,020 H_w + 0,25$

Fonte: WAHL, 2004.

Sendo:

$t_f$  : tempo de formação da brecha (h);

$B_b$ : largura de brecha retangular (m);

$H_w$ : altura de água no momento da ruptura (m).

Froehlich (1995a), analisando o comportamento de 63 casos de ruptura de barragens de terra, enrocamento e ambas, indica que o tempo de formação da brecha deve ser considerado igual ao tempo compreendido entre o início de um crescimento rápido da brecha e o tempo em que não há mais erosão significativa do material (isto é, o tempo para o desenvolvimento total da brecha), estabelecendo a Equação 3 para esta previsão.

$$t_f = 3,84 V_w^{0,53} H_d^{-0,90} \quad \text{Equação 3}$$

Sendo:

$t_f$  : tempo de formação da brecha (h);

$V_w$ : volume do reservatório na ruptura ( $\text{hm}^3$ );

$H_d$ : altura da barragem (m).

Perceber que, de acordo com a Equação 3, o tempo de formação da brecha cresce com o aumento do volume de água e decresce com o aumento da altura da barragem.

Froehlich (2008) estabeleceu outra equação para previsão do tempo de formação da brecha, sendo esta apresentada na Equação 4. Da mesma forma como pontuado na Equação 3, o tempo de formação da brecha é proporcional ao volume da barragem e inversamente proporcional à altura desta.

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_w}{gH_b^2}} \quad \text{Equação 4}$$

Sendo:

$t_f$  : tempo de formação da brecha (h);

$V_w$ : volume do reservatório na ruptura ( $\text{hm}^3$ );

$g$ : aceleração da gravidade ( $\text{m/s}^2$ );

$H_b$ : altura final da brecha (m), tomada como sendo igual a altura da barragem conforme mencionado no item 4.1.1.1.

A Equação 4, de modo geral, pode chegar a resultados 4 vezes superiores, em média, àqueles indicados pela Equação 3, dependendo das características das barragens.

A Figura 19 e a Tabela 10 apresentam a análise dos tempos de formação de brecha, de acordo com os autores citados, para as Barragens Orós (Brasil) e Teton (EUA). Ressalta-se que a análise apresentada na Figura 19 e na Tabela 10 objetiva apenas identificar, de forma quantitativa, as estimativas de tempo de formação de brecha segundo as equações empíricas abordadas.

O tempo de formação da brecha da Barragem Teton observado no dia do evento foi de, aproximadamente, 130 minutos (WAHL, 1998). Para o caso da Barragem Orós, nenhuma bibliografia pesquisada indicou de maneira clara e consensual o tempo de formação da brecha medido na época do rompimento.

Analisando-se a Figura 19 e a Tabela 10, percebe-se grande diferença entre os valores obtidos pelos métodos de estimativa do tempo de formação da brecha para ambas as barragens, mas principalmente para o caso da Barragem Orós. Atenta-se ao fato de que, no caso da Barragem Teton, embora a estimativa dada pela

metodologia de Von Thun e Gillette (1990) - material não erodível, ter resultado muito próximo do tempo observado no evento de ruptura, esse fato não é um indicativo de que esta é a metodologia mais adequada neste caso.

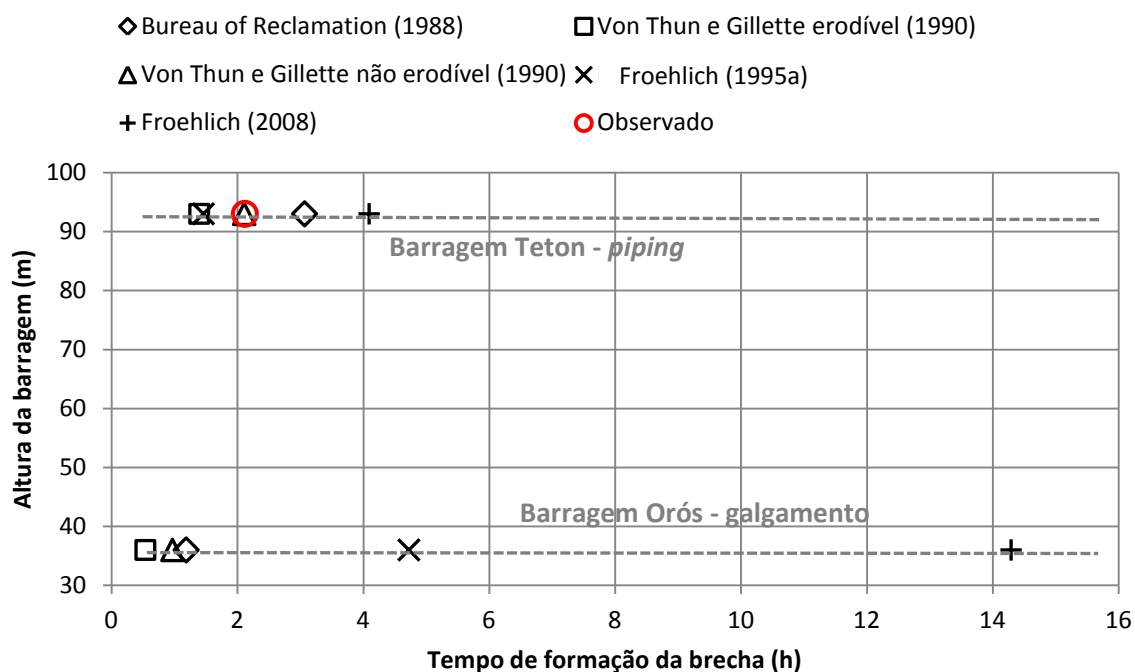


Figura 19: Comparação entre métodos de estimativa do tempo de formação da brecha para as Barragens Orós e Teton.

Tabela 10: Tempo de formação da brecha teórico e observado para as Barragens Orós e Teton.

Barragem analisada	Determinação do tempo de formação da brecha (h)							Tempo observado/ estimado no evento (h)
	Altura da barragem (m)	Volume do reservatório (hm <sup>3</sup> )	Autor					
			Bureau of Reclamation (1988)	Von Thun e Gillette erodível (1990)	Von Thun e Gillette não erodível (1990)	Froehlich (1995a)	Froehlich (2008)	
Orós	36	650	1,19	0,54	0,97	4,73	14,29	-
Teton	93	356	3,07	1,40	2,11	1,46	4,09	2,16

Após definidos as características e o tempo de formação da brecha, é possível estimar a vazão de pico efluente pela brecha durante o acidente, assunto abordado no item 4.1.2.

#### 4.1.2 DETERMINAÇÃO DA VAZÃO DE PICO ( $Q_{MAX}$ )

De acordo com Pierce et al. (2010), desde o ano de 1970, diversas metodologias foram desenvolvidas para a estimativa da vazão de pico efluente de brechas em barragens. Entretanto, estas relações são derivadas de um número limitado de dados, função principalmente de acidentes já ocorridos e observados. Sendo assim, a confiança nos resultados é moderada.

A vazão de pico que ocorre em uma situação envolvendo o rompimento de barragens pode ser determinada tanto em função das características geométricas da brecha (item 4.1.1.1) e do tempo de formação da brecha (item 4.1.1.2), quanto em função das características próprias da barragem e do reservatório.

Wetmore e Fread (1991) propuseram uma formulação, com embasamento físico, para determinação da vazão de pico em função da brecha formada e do respectivo tempo de formação. Esta formulação está apresentada na Equação 5, expressa em unidades do Sistema Inglês.

$$Q_{max} = 3,1 B_b \left( \frac{23,4 \frac{A_s}{B_b}}{\frac{t_f}{60} + \frac{23,4 A_s}{B_b \sqrt{H_d}}} \right)^3 \text{ com } A_s = \frac{1,5 V_r}{H_w} \quad \text{Equação 5}$$

Sendo:

$Q_{max}$ : vazão de pico do acidente (ft<sup>3</sup>/s);

$B_b$ : largura final da brecha (ft), considerando brecha retangular;

$A_s$ : área do reservatório (acres);

$V_r$ : volume do reservatório (acre-ft);

$H_w$ : altura da água no momento da ruptura (ft);

$H_d$ : altura da barragem (ft);

$t_f$ : tempo de formação da brecha (min).

Froehlich (2016), após analisar dados de 41 casos de rompimento de barragens, apresentou duas equações para estimativa da vazão máxima efluente em tais eventos. De acordo com o autor, a primeira equação foi determinada de modo puramente empírico, enquanto a segunda fundamenta-se em uma abordagem semiteórica e é função não apenas das características da barragem e da brecha de ruptura, como também do tempo de formação desta. Estas equações estão representadas, respectivamente, na Equação 6 e na Equação 7.

$$Q_{max} = 0,0175 k_{M1} k_H \sqrt{\frac{g V_{wb} H_{wb} H_b^2}{W_{avg}}}$$

Equação 6

Onde:

$$k_{M1} = \begin{cases} 1,85 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras causas} \end{cases}$$

$$k_H = \begin{cases} 1,00 & \text{para } H_b \leq H_s \\ \left(\frac{H_b}{H_s}\right)^{1/8} & \text{para } H_b > H_s \end{cases}$$

$$H_s = \begin{cases} 6,10 \text{ m} & \text{(Sistema Internacional de unidades)} \\ 20 \text{ ft} & \text{(Sistema Inglês de unidades)} \end{cases}$$

$$Q_p = Q_{max} \left( \frac{1}{1 + 0,000045 t_f \sqrt{\frac{g}{H_b}}} \right)^\beta$$

Equação 7

Onde:

$$Q_{max} = \frac{8}{27} \left(\frac{L_a}{B}\right)^{0,28} \left[ B - m^* \left( H_b - \frac{4}{5} H_{wb} \right) \right] \sqrt{g H_{wb}^3} ; \text{ para } H_{wb} \leq H_b$$

$$B_{avg} = 0,27 k_{M2} V_{wb}^{1/3}$$

$$k_{M2} = \begin{cases} 1,30 & \text{para falha por galgamento} \\ 1,00 & \text{para outras causas} \end{cases}$$

$$m^* = \begin{cases} 1,00 & \text{para falha por galgamento} \\ 0,70 & \text{para outras causas} \end{cases}$$

$$t_f = 63,2 \sqrt{\frac{V_{wb}}{g H_b^2}}$$

$$\beta = 500 \left[ \frac{W_{avg} H_b^2}{V_{wb}} \right]^{2/3}$$

Sendo, para a Equação 6 e Equação 7:

$Q_{max}$ : vazão máxima do acidente, independente do tempo de falha (m<sup>3</sup>/s);

$W_{avg}$ : Largura média do barramento em corte transversal (m);

$V_{wb}$ : volume de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m<sup>3</sup>);

$H_{wb}$ : Altura de água acima da base da brecha no momento da ruptura (m);

$H_b$ : Altura da brecha (m);

$L_a$ : Largura de aproximação do escoamento (m);

$Q_p$ : vazão máxima dependente do tempo de falha ( $m^3/s$ );

$t_f$ : tempo de formação da brecha de ruptura, ou tempo de falha (s);

$g$ : aceleração da gravidade ( $m/s^2$ );

$\bar{B}$ : largura média da brecha trapezoidal (m).

Conforme pode ser analisado por meio da Equação 7, esta considera a influência do tempo de falha, ou tempo de formação da brecha de ruptura ( $t_f$ ), o que é responsável pela redução do valor da vazão máxima possível (FROEHLICH, 2016). A Equação 6 e a Equação 7 são, também, função da estimativa da brecha de ruptura formada no evento.

Até o momento, as equações apresentadas para previsão da vazão máxima na barragem são função das características das barragens e também dos parâmetros brecha e tempo de formação desta. Entretanto, conforme indicado por Rocha e Palmier (2015, p. 02):

As equações existentes para prever os parâmetros da brecha são baseadas em casos históricos de ruptura e apresentam significativa incerteza, especialmente quando se analisa o tempo de formação da brecha, o qual é muito difícil de determinar.

Sendo assim, dadas as incertezas na determinação dos parâmetros geométricos e no tempo de formação da brecha, diversos autores estabeleceram equações empíricas para a determinação da vazão de pico, função das características inerentes das barragens, como altura do barramento, volume do reservatório, ou ambas as características combinadas, independente da brecha de ruptura e do tempo de formação desta.

A determinação destas equações se deu, em suma, após processos de regressão a partir da observação de eventos já ocorridos. Como exemplo, tem-se a compilação de equações apresentadas por Pierce et al. (2010) e Melo (2015), que podem ser observadas na Tabela 11. Entretanto, importante salientar que a própria avaliação da vazão de pico em um evento real de ruptura já possui, inevitavelmente, incertezas e aproximações dadas as dificuldades para esta estimativa.

Pierce et al. (2010) e Melo (2015) compilaram as principais equações utilizadas na previsão da vazão de pico ( $Q_{max}$ ) efluente pela brecha em barragens de terra e



enrocamento<sup>10</sup>, quando da ocorrência de um evento de ruptura, subdividindo as equações em três grandes grupos, sendo eles o grupo de equações que relaciona a vazão de pico em função da altura de água represada, em função do volume reservado ou, finalmente, em função da combinação de ambas as características, conforme pode ser observado analisando-se a Tabela 11.

Tabela 11: Equações para determinação da Q<sub>max</sub>.

Equação	Autor (ano)	Vazão de pico Q <sub>max</sub> (m <sup>3</sup> /s)
Função da altura de água represada	Kirkpatrick (1977)	1,268 (H <sub>w</sub> + 0.3) <sup>2.5</sup>
	Soil Conservation Service <sup>a</sup> - SCS (1981) para H <sub>d</sub> > 31.4 m	16,6 (H <sub>w</sub> ) <sup>1.85</sup>
	U. S. Bureau of Reclamation (1982)	19,1 (H <sub>w</sub> ) <sup>1.85</sup>
	Singh e Snorrason (1982)	13,4 (H <sub>d</sub> ) <sup>1.89</sup>
Função do volume do reservatório	Singh e Snorrason (1984)	1,776 (V <sub>r</sub> ) <sup>0.47</sup>
	Evans (1986)	0,72 (V <sub>w</sub> ) <sup>0.53</sup>
	MMC <sup>b</sup>	0,0039 (V <sub>w</sub> ) <sup>0.8122</sup>
Função da altura de água represada e do volume do reservatório	Hagen <sup>c</sup> (1982)	1,205 (V <sub>w</sub> H <sub>w</sub> ) <sup>0.48</sup>
	MacDonald e Langridge-Monopolis <sup>d</sup> (1984)	1,154 (V <sub>w</sub> H <sub>w</sub> ) <sup>0.412</sup>
	Costa <sup>e</sup> (1985)	0,763 (V <sub>w</sub> H <sub>w</sub> ) <sup>0.42</sup>
	Froehlich <sup>f</sup> (1995b)	0,607 (V <sub>w</sub> <sup>0.295</sup> H <sub>w</sub> <sup>1.24</sup> )

<sup>a</sup>Equação criada por observações em barragens de terra.

<sup>b</sup>Resulta em maiores vazões quando usada para reservatórios com grande volume armazenado, se comparada com a Eq. de Froehlich (1995b).

<sup>c</sup>Melhores resultados para barragens de concreto em arco em vales estreitos.

<sup>d</sup>Os autores indicam que a equação é válida para barragens de enrocamento e terra, e Froehlich (1995b) menciona que pode ser usada também em barragens de concreto.

<sup>e</sup>Válida para barragens de concreto, enrocamento e terra, tendendo a superestimar os resultados quando utilizada para barragens de enrocamento e terra.

<sup>f</sup>Válida para maciços compostos por materiais rochosos, terrosos ou a combinação de ambos.

Fonte: Pierce et al., 2010; Melo, 2015.

Sendo:

H<sub>w</sub>: altura da água no momento da ruptura (m);

H<sub>d</sub>: altura da barragem (m);

V<sub>r</sub>: volume do reservatório (m<sup>3</sup>);

V<sub>w</sub>: volume do reservatório no momento da ruptura (m<sup>3</sup>).

<sup>10</sup>Tradução de *embankment dams*. Froehlich (1995b) indica que *embankment dams* constituem as barragens com maciço composto por materiais naturais provenientes de pedreiras ou de resíduos de mineração. O autor subdivide o termo em "*earthfill embankment dams*" e "*rockfill embankment dams*", sendo assim, entende-se que o termo "*embankment*" abrange as barragens de materiais somente rochosos, somente terrosos ou, possivelmente, a combinação de ambos.

Conforme salientado por Melo (2015), *U. S. Army Corps of Engineers (USACE) Mapping, Modelling and Consequences Production Center (MMC)* também propuseram uma equação para determinação da vazão de pico de acidentes, sendo esta descrita na Tabela 11 como “MMC”. Melo (2015) indica que esta equação foi determinada de acordo com dados de 145 barragens e sugere que esta equação seja utilizada em análises de barragens de terra e enrocamento.

Impreterivelmente, as expressões apresentadas na Tabela 11 possuem incertezas influenciadas pelo universo de barragens analisadas, como tipo, quantidade e modo de falha, sendo que permitem apenas uma estimativa da vazão de pico. Dessa forma, indica-se cautela e um critério conservador quando da alternativa de utilização de tais equações (MELO, 2015).

Pierce et al. (2010) indicam que, dentre as equações apresentadas na Tabela 11, a melhor proposta para a determinação da vazão de pico efluente de uma brecha é dada pela relação de Froehlich (1995b), reexibida na Equação 8.

$$Q_{m\acute{a}x} = 0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24}) \quad \text{Equação 8}$$

Sendo:

$Q_{max}$ : vazão de pico do acidente (m<sup>3</sup>/s);

$V_w$ : volume do reservatório no momento da ruptura (m<sup>3</sup>);

$H_w$ : altura de água no momento da ruptura (m).

De fato, a Figura 20, elaborada por Pierce et al. (2010), indica que a vazão de pico observada nos eventos está, em suma, próxima da vazão de pico obtida utilizando-se a Equação 8. Na Figura 20, os pontos correspondem aos dados dos eventos analisados e a reta indica a linha de concordância perfeita entre a equação de Froehlich (1995b) e os dados observados. Vale destacar, entretanto, que a própria vazão de pico observada no evento de ruptura está fortemente atrelada a incertezas.

Porém, grande parte das equações apresentadas na Tabela 11 foram determinadas a partir da observação de um número limitado de casos de rompimentos. Dessa forma, Pierce et al. (2010), expandindo o número de casos estudados para 87, somando-se aos dados compilados por Pierce até 2008 os dados de Wahl (1998), propuseram a Equação 9. Na Figura 21 apresenta-se, a exemplo do exposto na Figura 20, a relação entre vazões previstas e observadas pela equação de Pierce et al. (2010).

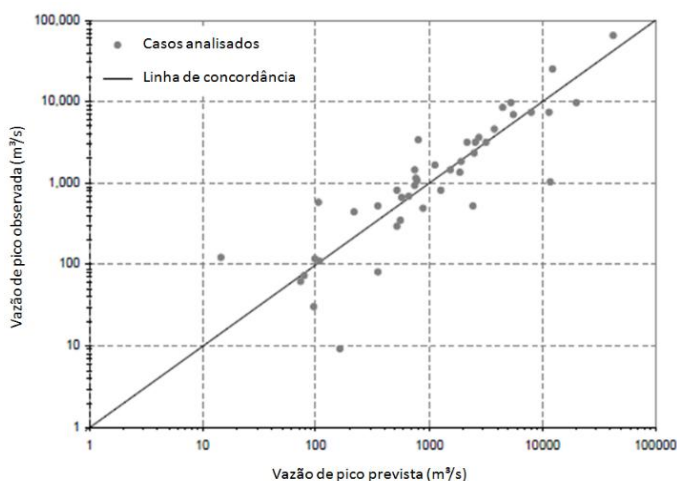


Figura 20:  $Q_{max}$  observada e  $Q_{max}$  prevista pela equação de Froehlich (PIERCE et al., 2010).

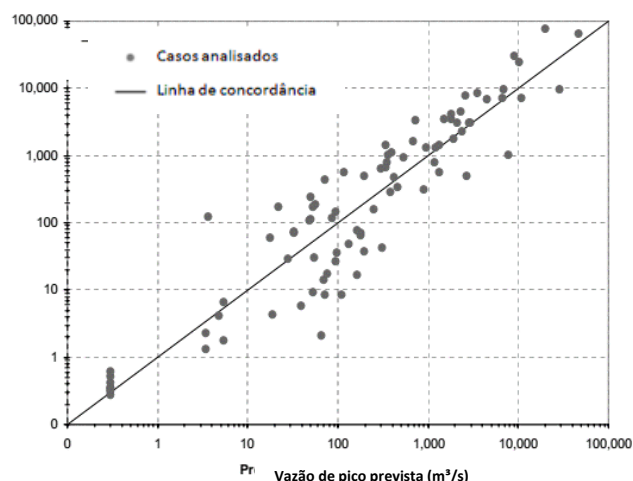


Figura 21:  $Q_{max}$  observada e  $Q_{max}$  prevista pela equação de Pierce et al. (PIERCE et al., 2010).

$$Q_{max} = 0,038 (V_w^{0,475} H_d^{1,09}) \quad \text{Equação 9}$$

Sendo:

$Q_{max}$ : vazão de pico do acidente ( $m^3/s$ );

$V_w$ : volume do reservatório no momento da ruptura ( $m^3$ );

$H_d$ : altura da barragem (m).

A Tabela 12 apresenta o número de casos estudados e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) da equação proposta pelos autores Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), de acordo com os próprios autores. Na Tabela 12 indica-se que, apesar de a equação de Pierce et al. (2010) apresentar  $R^2$  menor do que a proposta por Froehlich (1995b), o número de casos estudados por aquele é 4 vezes maior do que o deste. Entende-se que o elemento  $R^2$  pode não representar satisfatoriamente o comportamento das equações propostas, entretanto, ressalta-se que, na Tabela 12, optou-se por inserir a informação do  $R^2$  uma vez que este foi o coeficiente utilizado pelos autores para descrição das características de suas equações.

Tabela 12: Equações para previsão da vazão máxima, propostas por Pierce et al. (2010) e Froehlich (1995b).

Autor (ano)	Equação	Nº casos estudados	$R^2$
Froehlich (1995b)	$Q_{max} = 0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	22	0,934
Pierce et al. (2010)	$Q_{max} = 0,038 (V_w^{0,475} H_w^{1,09})$	87	0,850

Fonte: Adaptado de Pierce et al., 2010.

A exemplo do que foi exposto na estimativa da largura da brecha e respectivo tempo de formação, realizou-se o comparativo entre os resultados provenientes dos métodos empíricos de previsão da vazão de pico em função da altura da estrutura e do volume de água no momento da ruptura, para as Barragens Orós (Brasil) e Teton (EUA), cujas características estão dispostas na Tabela 13.

Tabela 13: Características das Barragens Orós e Teton – Vazão máxima na ruptura.

Barragem analisada	Altura da barragem (m)	Volume do reservatório (hm <sup>3</sup> )	Vazão de pico estimada no evento real de ruptura (m <sup>3</sup> /s)
Orós	36	650	9.630
Teton	93	356	65.120

Fonte: Wahl, 1998.

Uma vez que ambas as barragens analisadas não são constituídas por maciço de concreto, optou-se por não analisar os valores obtidos segundo a equação proposta por Hagen (1982). Os resultados provenientes das análises descritas constam na Figura 22 e na Tabela 14.

Ressalta-se que a análise apresentada na Figura 22 e na Tabela 14 objetiva apenas identificar, de forma quantitativa, os resultados das estimativas de vazão máxima para as diferentes equações empíricas abordadas, não sendo feitas referências acerca dos erros ou desvios associados às equações.

Conforme indicam a Figura 22 e a Tabela 14, para a Barragem Orós, que esteve sujeita ao galgamento, todos os métodos empíricos tenderam a superestimar o valor de vazão de pico do acidente, estimada em aproximados 9.600 m<sup>3</sup>/s de água, com destaque para a metodologia de MMC que, conforme pontuado por Melo (2015), resulta em vazões de pico acima do esperado quando utilizada em reservatórios de grande volume armazenado. Para o caso da Barragem Teton, que rompeu devido ao efeito de *piping*, os resultados obtidos por meio das metodologias empíricas traduziram valores significativamente distintos, de acordo com cada autor, abrangendo desde estimativas de vazão de 20.000 m<sup>3</sup>/s até superiores a 100.000 m<sup>3</sup>/s, enquanto a vazão observada no evento foi da ordem de 65.000 m<sup>3</sup>/s.

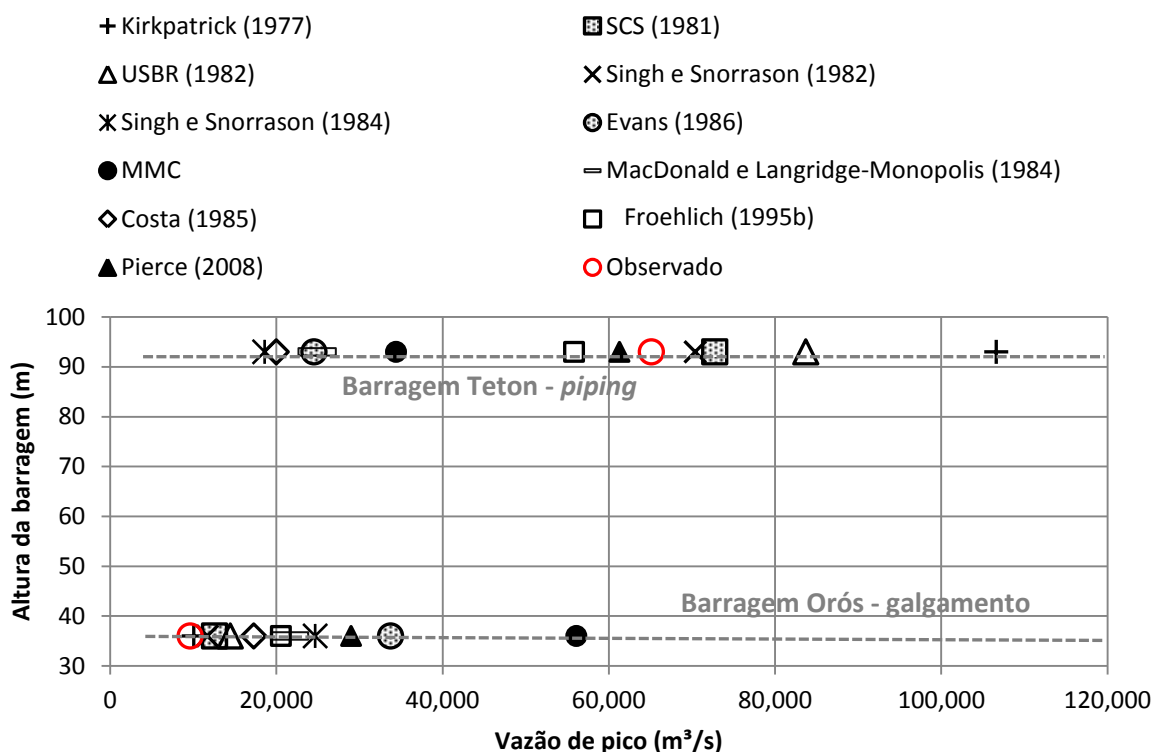


Figura 22: Comparação entre métodos de estimativa da vazão de pico para as Barragens Orós e Teton.

Tabela 14: Vazão de pico teórica para as Barragens Orós e Teton<sup>a</sup>.

Barragem analisada	Vazão de pico (m <sup>3</sup> /s) das barragens analisadas de acordo com cada autor										
	Kirkp. (1977)	SCS (1981)	USBR (1982)	Singh e Snor. (1982)	Singh e Snor. (1984)	Evans (1986)	MMC	MacDon.e L-Mon. (1984)	Costa (1985)	Froehlich (1995b)	Pierce et al. (2010)
Orós	10.067	12.568	14.461	11.709	24.674	33.742	56.094	21.593	17.282	20.550	28.993
Teton	106.616	72.745	83.700	70.394	18.593	24.525	34.400	24.913	19.994	55.819	61.287

<sup>a</sup>Conforme indicado na Tabela 13, os valores estimados de vazão de pico nos acidentes envolvendo as Barragens Orós e Teton foram de, respectivamente, 9.630 m<sup>3</sup>/s e 65.120 m<sup>3</sup>/s.

#### 4.1.3 HIDROGRAMA DE RUPTURA

Para ser possível simular o evento de ruptura de uma barragem e, posteriormente, elaborar o mapa de inundação a jusante, é necessário determinar o hidrograma defluente do reservatório na ruptura. Para tal, alguns autores propuseram métodos para determinação dos hidrogramas em função da vazão de pico, do tempo de formação da brecha e do volume do reservatório.

Atualmente, um dos principais métodos utilizados na determinação de hidrogramas de ruptura simplificados é o proposto por Mascarenhas (1990)<sup>11</sup>, ilustrado na Figura 23.

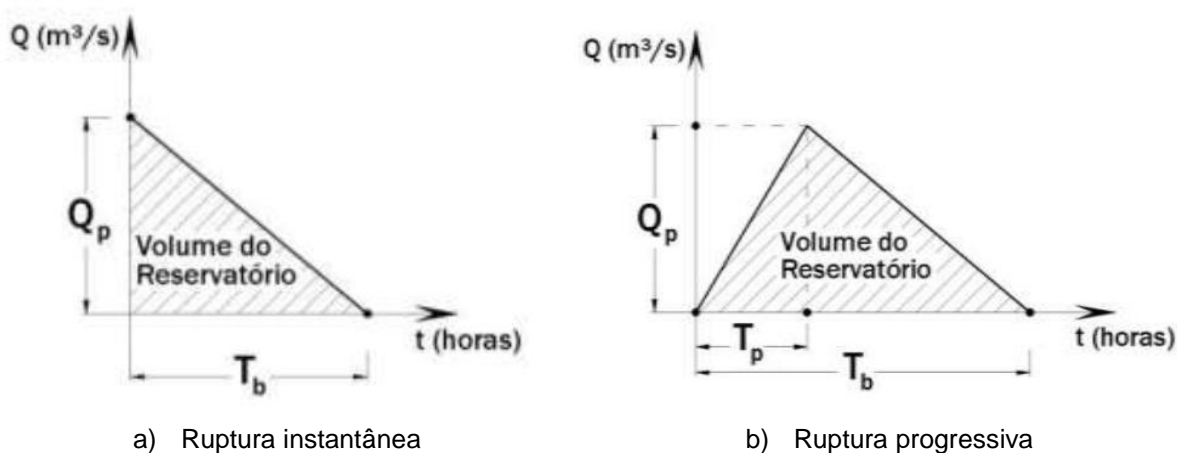


Figura 23: Ilustração de hidrogramas pelo método proposto por Mascarenhas em 1990 (adaptado de BRASIL, 2005).

Na Figura 23, definem-se:

$Q_p$ : vazão de pico ( $m^3/s$ );

$T_b$ : tempo de base do hidrograma (h);

$T_p$ : tempo de pico do hidrograma (h).

Analisou-se a metodologia do hidrograma proposta por Mascarenhas (1990) nas Barragens Orós (Brasil) e Teton (EUA) de modo a verificar o comportamento do hidrograma de acordo com o método adotado e com a barragem selecionada, e os resultados podem ser observados na Figura 24 e na Figura 25. Selecionou-se como vazão de pico e tempo de formação da brecha (e, portanto, tempo para atingir o pico), as informações observadas ou estimadas no momento do acidente, exceto para o tempo de pico da Barragem Orós, o qual se determinou pela média entre os tempos estimados nas equações empíricas, dado que não se conhece o tempo real de formação da brecha do acidente. Tais informações estão indicadas na Tabela 15.

<sup>11</sup>Para mais detalhes do método recomenda-se a leitura de “Modelação Matemática de Ondas Provocadas por Ruptura de Barragens”, Mascarenhas (1990).

Tabela 15: Informações para construção dos hidrogramas das Barragens Orós e Teton.

Barragem analisada	Volume do reservatório (hm <sup>3</sup> )	Vazão de pico estimada no evento real de ruptura (m <sup>3</sup> /s)	Tempo de formação da brecha (h)
Orós	650	9.630	4,34
Teton	356	65.120	2,16

Na Figura 24 e na Figura 25, a representação indicada por “Ruptura instantânea” refere-se ao hidrograma elaborado para tempo de formação da brecha nulo, ao passo que “Ruptura progressiva” refere-se ao hidrograma construído para tempo de formação da brecha, ou tempo de pico, diferente de zero e igual ao valor apresentado na Tabela 15. Dessa forma ressalta-se que, no caso dos hidrogramas de ruptura progressiva, o tempo em que acontece a vazão de pico coincide com o tempo de formação da brecha. Atenta-se ao fato de que o método de Mascarenhas (1990) pressupõe que a vazão máxima ocorre no tempo de formação da brecha e, portanto, é compatível com os hidrogramas de ruptura progressiva, entretanto, a análise de ruptura instantânea foi inserida apenas para visualização da forma do hidrograma, segundo diferentes tempos de pico.

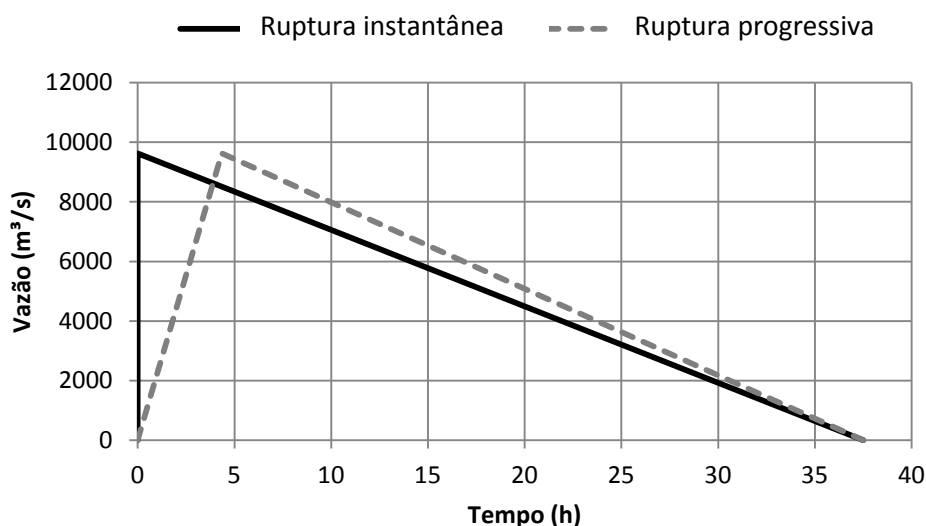


Figura 24: Hidrogramas determinados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990) para a Barragem Orós.

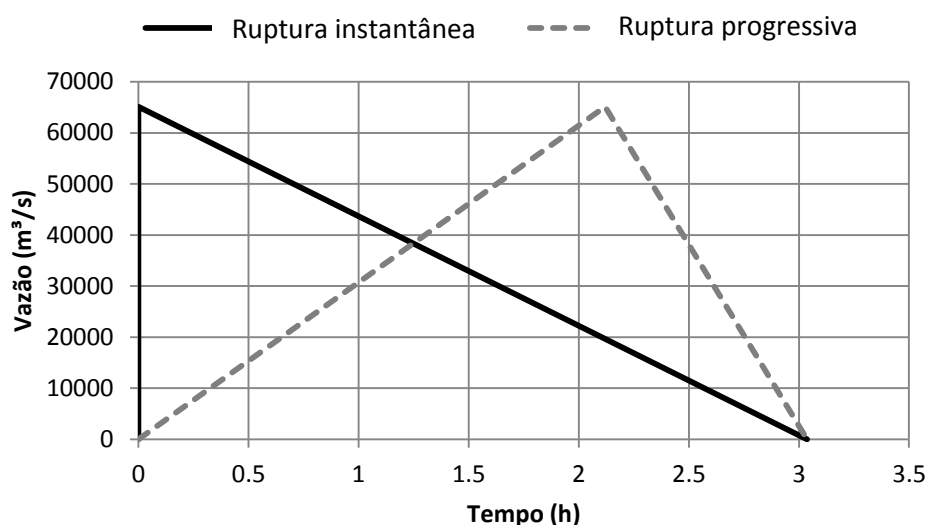


Figura 25: Hidrogramas determinados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990) para a Barragem Teton.

A área abaixo da linha dos hidrogramas da Figura 24 e da Figura 25 é considerada como equivalente ao volume do reservatório da barragem, assumindo-se favoravelmente à segurança que, durante o evento de ruptura, toda a água antes represada ultrapassará os limites da brecha de ruptura.

Na Figura 24 e na Figura 25 é possível observar que o tempo para atingir a vazão de pico, ou tempo de formação da brecha, contribui como parâmetro sensível para a forma do hidrograma de ruptura. Analisando os hidrogramas representativos de ruptura progressiva, percebe-se que, para o caso da Barragem Teton (Figura 25), que rompeu por processo de *piping*, o pico do hidrograma está mais deslocado no tempo, se comparado com a Barragem Orós (Figura 24), cujo processo de ruptura foi o galgamento.

A exemplo do exposto na determinação da brecha de ruptura, a estimativa da configuração do hidrograma também pode ser feita com auxílio de programas computacionais como os softwares HEC-RAS<sup>12</sup> e HEC-HMS<sup>13</sup>, por exemplo.

<sup>12</sup>USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995a.

<sup>13</sup>USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **The HEC Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)**. Hydrologic Engineering Center. Davis: 1995b.



Conforme a onda proveniente do colapso da barragem percorre o vale a jusante da estrutura, o hidrograma de ruptura sofre amenizações e consequentes mudanças em sua forma, sendo assim, hidrogramas de seções localizadas mais a jusante da barragem são atenuados se comparados a hidrogramas de seções de montante do vale. O amortecimento do hidrograma reflete, graficamente, em tempos de base mais expressivos e vazões máximas reduzidas. Esse fenômeno compreende a propagação do hidrograma de ruptura a jusante, conforme discutido no item 4.1.4.

#### 4.1.4 MÉTODOS PARA ESTIMATIVA DA PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA DE RUPTURA A JUSANTE

Após determinado o hidrograma de ruptura da barragem, poderá ser dado início ao processo de estimativa da propagação do hidrograma pelo vale a jusante da estrutura. Segundo Aguiar (2014), a principal causa de vítimas fatais em decorrência de acidentes envolvendo o rompimento de barragens advém da onda de cheia provocada pelo rápido esvaziamento do reservatório.

O amortecimento do hidrograma ocorre, com maior ou menor intensidade, em função, principalmente, das características topográficas das regiões a jusante do barramento e das interações dinâmicas do escoamento.

Visto que a análise do rompimento de barragens contribui como um tema de elevada importância na determinação de fatores e dados essenciais à elaboração de mapas de inundação das áreas a jusante, existe, na bibliografia corrente, grande número de métodos e programas computacionais que podem ser utilizados nesta previsão. Além disso, embora não contribuindo como prática recorrente no processo de análise da propagação do hidrograma, podem ser construídos modelos físicos em escala reduzida para auxiliar na determinação das regiões potencialmente inundáveis em decorrência de um rompimento.

Melo (2015) indica que os elementos chave a considerar quando da escolha da metodologia a ser utilizada em estudos de rompimento de barragens são, basicamente, as informações disponíveis, os custos necessários ao levantamento de dados não disponíveis e o tempo das análises.

No item 4.1.4.1 se apresentam os principais programas computacionais disponíveis e utilizados na propagação da onda de ruptura e posterior estimativa das áreas inundáveis. Em seguida, no item 4.1.4.2, apresentam-se os métodos simplificados analisados nesta dissertação.

#### 4.1.4.1 Modelos Hidrodinâmicos

Para auxiliar e tornar possível os estudos de *Dam Break*, existem, atualmente, diversos modelos hidráulicos e hidrodinâmicos utilizados na simulação da ruptura de barragens, envolvendo desde estimativas de formação e evolução da brecha até a posterior propagação da onda de cheia.

Para a simulação de rompimento de barragens e propagação da onda de ruptura pelo vale a jusante, podem-se destacar alguns *softwares* que vêm sendo muito testados e utilizados nos últimos anos, como os Modelos HEC-RAS (USACE, 1995)<sup>14</sup>, DAMBRK (FREAD, 1991)<sup>15</sup>, FLDWAV (FREAD e LEWIS, 1998)<sup>16</sup> e LISFLOOD (BATES e DE ROO, 2000)<sup>17</sup>.

Os modelos citados são, sumariamente, baseados na modelagem hidráulica e hidrodinâmica das equações de Saint-Venant, que constituem as Equações de Conservação de Massa e Conservação da Quantidade de Movimento, em diferentes graus de detalhamento ou simplificação. De modo geral, a maioria dos modelos utiliza a solução das equações de Saint-Venant para fluxo unidimensional, embora existam metodologias já lançadas que empregam considerações de fluxo bidimensional.

---

<sup>14</sup>USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995a.

<sup>15</sup>FREAD, D. L. **The NWS DAMBRK model**: Theoretical background/User documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p., 1991.

<sup>16</sup>FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. **NWS FLDWAV Model**: theoretical description and user documentation. National Weather Service (NWS), NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs – Maryland, 335 p., 1998

<sup>17</sup>BATES, P.D.; DE ROO, A.P.J. A simple raster-based model for floodplain inundation. **Journal of Hydrology**, v. 236, p. 54-77, 2000.

É preciso destacar, porém, que apesar do grande número de *softwares* disponíveis, o usuário deve considerar que os resultados de qualquer modelo são apenas aproximações dos resultados que seriam observados na prática. Além disso, deve-se considerar que quanto mais completo e preciso é o modelo, maiores também serão as exigências quanto à quantidade e qualidade de dados de entrada necessários, condições de contorno e parâmetros a serem calibrados (MELO, 2015).

A quantidade de trabalhos científicos realizados utilizando os modelos citados é extensa, servindo para comprovar a competência de tais ferramentas na determinação dos parâmetros envolvendo o rompimento de barragens.

Lauriano (2009), por exemplo, utilizou os *softwares* HEC-RAS e FLDWAV, ambos unidimensionais, de modo a comparar os resultados para o estudo de ruptura da Barragem de Funil. Os modelos analisados utilizam a mesma base teórica e as mesmas técnicas numéricas para a maioria dos casos, sendo assim, embora existam diferenças sutis entre os códigos dos modelos, os resultados obtidos por ambos os *softwares* convergiram, especialmente no que diz respeito às profundidades obtidas no vale a jusante (LAURIANO, 2009). O modelo HEC-RAS apresenta vantagens, uma vez que possibilita o detalhamento da entrada de dados das seções transversais, conforme indicado por Lauriano (2009, p. 172):

Enquanto o HEC-RAS detalha toda a calha do rio a partir de pares de pontos com elevação x distância transversal, o FLDWAV representa a seção transversal de uma forma mais simplificada, com pares de valores referentes à elevação x largura da seção. Além disso, nota-se que o número de pontos para representação da seção transversal no FLDWAV é o mesmo para todas as seções do modelo, enquanto no HEC-RAS não precisa ser o mesmo.

#### 4.1.4.1.1 HEC-RAS

O *Hydrologic Engineering Center – River Analysis System* (HEC-RAS) 1D foi lançado no ano de 1995 pelo USACE (USACE, 1995a), sendo, desde então, um modelo muito aceito e utilizado no meio científico. Por ser um *software* de uso livre, possuir extensa quantidade de material disponibilizado para análise e pesquisa acerca de seu funcionamento, ter boa interface visual e gráfica e permitir o

acoplamento com *softwares* de geoprocessamento, o HEC-RAS é um dos modelos mais utilizados nos estudos de *Dam Break* atualmente, podendo ser considerado o atual estado da arte no assunto. No ano de 2016, o USACE lançou também a versão do modelo que possibilita análises 2D (USACE, 2016), totalmente gratuita e mantendo os mesmos padrões da versão 1D.

Para análises de *Dam Break*, a solução da simulação se dá a partir da resolução das Equações de Saint-Venant, esquematizadas na Equação 10 e na Equação 11, as quais representam, respectivamente, as Equações de Conservação da Massa e da Conservação da Quantidade de Movimento, para casos unidimensionais.

A Equação 10 também é conhecida como equação da continuidade, e indica que a variação da área da seção transversal média entre duas seções (A) com o tempo (t) é equivalente ao negativo da variação da vazão (Q) ao longo da distância (x) entre duas seções.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \text{Equação 10}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial (Q^2/A)}{\partial x} + g A \frac{\partial y}{\partial x} = g A S_0 - g A S_f \quad \text{Equação 11}$$

$$11a \quad 11b \quad 11c \quad 11d \quad 11e$$

Sendo:

Q: vazão ( $L^3T^{-1}$ );

t: tempo (T);

A: área da seção ( $L^2$ );

x: distância ao longo do rio no sentido longitudinal (L);

y: profundidade do escoamento (L);

$S_0$ : declividade do fundo do rio ( $LL^{-1}$ );

$S_f$ : declividade da linha de energia ( $LL^{-1}$ );

g: aceleração da gravidade ( $LT^{-1}$ ).

A Equação 11 também é chamada de equação dinâmica, e representa as forças que agem sobre o escoamento. A Equação 11 é composta por cinco termos, aqui denominados 11a a 11e, que representam aspectos distintos das forças que atuam em um volume de controle, conforme indicado em USACE (2016) e apresentado a

seguir. Subdivisão semelhante a esta também está indicada em trabalhos de outros autores, como Fan et al. (2014).

11a: termo de inércia local, representa a aceleração da água no volume de controle;

11b: termo de inércia advectiva, representa a advecção de quantidade de movimento no volume de controle;

11c: termo de pressão, representa o esforço associado à diferença de pressão entre os limites de montante e jusante do volume de controle;

11d: termo da força peso, representa o esforço proveniente do peso da massa de água no volume de controle;

11e: termo de dissipação de energia, responsável por desacelerar o escoamento, representa o atrito com o fundo e com as margens do rio, entre outros.

As equações unidimensionais de escoamento não permanente gradualmente variado, ou Equações de Saint-Venant, apresentam algumas simplificações, dentre elas a de que o fluido é incompressível e homogêneo, a pressão é hidrostática, as variações de velocidade nas direções transversal e vertical ao escoamento são desprezadas, entre outras.

Uma vez que considera todos os termos presentes nas equações de Saint-Venant, o HEC-RAS é chamado de modelo hidrodinâmico. Visto que não existe solução analítica para o conjunto das equações de Saint-Venant, é necessária a utilização de metodologias numéricas para obtenção de aproximações confiáveis dos resultados. No caso de HEC-RAS, a versão 1D utiliza o método de diferenças finitas na solução numérica interna do modelo, ao passo que a versão 2D combina o esquema de diferenças finitas e o esquema de volumes finitos (USACE, 2016).

Vale ressaltar que o *software* HEC-RAS não se limita, no caso de análises de *Dam Break*, à propagação do hidrograma de ruptura a jusante, uma vez que o modelo também possibilita a análise de formação da brecha e o desenvolvimento do hidrograma de ruptura, conforme especificações do usuário.

Outra forma de se analisar a propagação da onda de ruptura de barragens é por meio de métodos simplificados, tema abordado no item 4.1.4.2.

#### 4.1.4.2 Métodos Simplificados

Métodos simplificados estimam a propagação do hidrograma de ruptura a jusante sem utilizarem, para isso, modelos hidráulicos e hidrodinâmicos. Uma vez que simplificam o número de graus de liberdade ao máximo, sem perder a veracidade dos resultados, são sumariamente fundamentados nas equações de balanço de massa.

Especialmente em rios cuja declividade é expressiva, os termos 11a, 11b e 11c da Equação 11 são muito inferiores aos termos 11d e 11e. Nestes casos, omitindo tais termos, o conjunto da Equação 10 com os termos 11d e 11e da Equação 11 resulta no chamado modelo de onda cinemática.

Uma vez que negligencia os termos de pressão e de inércia, o modelo de onda cinemática não permite a simulação de alguns processos recorrentes em rios naturais (FAN et al., 2014). Este é o caso, por exemplo, dos rios de menor declividade, nos quais a ocorrência do fenômeno de remanso contribui como parcela significativa no comportamento do escoamento e, conseqüentemente, o termo 11c da Equação 11 pode contribuir com valores expressivos. Nestes casos, desprezando-se apenas os termos 11a e 11b da Equação 11, em conjunto com a Equação 10, tem-se o chamado modelo não-inercial. De acordo com Fan et al. (2014), este modelo é muitas vezes denominado erroneamente de modelo de difusão, entretanto este último é resultante da combinação da Equação 10 com os termos 11c, 11d e 11e da Equação 11 em uma única equação. A vantagem do modelo não-inercial frente ao modelo de difusão é a de que aquele considera os efeitos de jusante sobre o escoamento (FAN et al., 2014).

A Tabela 16 apresenta o resumo das simplificações impostas nas equações de Saint-Venant e os respectivos modelos resultantes, a exemplo do exposto previamente, em concordância com Chanson (2004) e Fan et al. (2014).

O interesse pelo desenvolvimento de métodos simplificados para determinação de características envolvendo rompimento de barragens já é conhecido há, pelo menos, 40 anos. Tais metodologias foram desenvolvidas para, em suma, auxiliar profissionais impossibilitados de utilizarem métodos mais detalhados devido a,

principalmente, limitações da dados, de ferramentas computacionais ou devido à necessidade de estimativa rápida para áreas inundáveis.

Tabela 16: Modelos resultantes das simplificações das Equações de Saint-Venant.

Modelo	Parcela da Eq. da continuidade (Equação 10)	Parcela da Eq. dinâmica (Equação 11)
Onda cinemática	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$g A S_0 - g A S_h = 0$
Não-inercial	$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$	$g A \frac{\partial y}{\partial x} - g A S_0 + g A S_h = 0$
Difusão	$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2};$ Onde C é a celeridade da onda e D é o coeficiente de difusão.	

Fonte: Adaptado de Chanson (2004) e Fan et al. (2014).

Além de métodos simplificados função das equações de Saint-Venant e, portanto, que possuem embasamento físico, alguns autores têm estabelecido equações empíricas em suas metodologias. Sendo assim, o efeito da propagação de ondas é baseado na observação de eventos de ruptura passados. Quando, além de dados de eventos reais, analisam-se também resultados provenientes de simulações numéricas de rompimentos, têm-se as chamadas equações semi-empíricas.

Conforme destacado por Melo (2015), a utilização de abordagens simplificadas de métodos de rompimento de barragens se explica principalmente devido à falta de informações necessárias quando da utilização de abordagens sofisticadas, como, por exemplo, dados de terreno, formas de falha no maciço da barragem, dados hidráulicos e hidrológicos, entre outros. Dessa forma, os custos e tempo envolvidos na análise são, geralmente, incompatíveis com os dados necessários ou disponíveis.

É preciso destacar, porém, que o propósito dos métodos simplificados não é o de serem usados como uma ferramenta para o desenvolvimento de PAE's, uma vez que estes resultam de um estudo subsequente e mais detalhado de rompimento de barragens (MELO, 2015). Entretanto, atenta-se ao fato de que as metodologias simplificadas podem ser úteis como ferramentas expeditas na definição de características de inundação provenientes do rompimento de barragens, uma vez que podem acelerar os trabalhos de identificação de áreas críticas de inundação e

riscos. Neste sentido, metodologias simplificadas podem ser utilizadas com rapidez e presteza, por exemplo, na identificação de locais onde o levantamento de características de campo deve ser realizado com instrumentos de precisão, ou, do contrário, locais que dispensam levantamento apurado destes dados.

Nesta pesquisa, optou-se por estudar e analisar três métodos disponíveis na bibliografia, sendo eles:

- i) Método de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969), item 4.1.4.2.1;
- ii) *NWS Simplified Dam Break* (Wetmore e Fread, 1981), item 4.1.4.2.2;
- iii) Método LNEC (Melo, 2015), item 4.1.4.2.3.

A seleção dos métodos se deu em função da quantidade de dados de entrada necessários, da natureza dos resultados obtidos, da existência de publicações envolvendo tais metodologias e das peculiaridades entre as formulações e premissas, abrangendo metodologias de embasamento físico e semi-empírico.

Destes métodos, nem todos foram desenvolvidos exclusivamente para estudos de rompimento de barragens, conforme indicado a seguir.

#### 4.1.4.2.1 Método de Muskingum-Cunge

Um método muito difundido para propagação de escoamentos em rios e canais é o método do tipo armazenamento concentrado no espaço, denominado Método de Muskingum, o qual é baseado na combinação da equação de continuidade a uma equação que relaciona o armazenamento em um trecho de rio às vazões de entrada e de saída do trecho, sendo esta dada pela Equação 12, ou, após processamento matemático de diferenças finitas, pela Equação 13.

$$\frac{dS'}{dt} = I - Q_{out} \quad \text{Equação 12}$$

$$\frac{S_{t+\Delta t} - S_t}{\Delta t} = \frac{I_t + I_{t+\Delta t}}{2} - \frac{Q_t + Q_{t+\Delta t}}{2} \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

S': volume armazenado no trecho (m<sup>3</sup>);

I: vazão de entrada (m<sup>3</sup>/s);



$Q_{out}$ : vazão de saída ( $m^3/s$ );

$\Delta t$ : intervalo de tempo (s).

O método está baseado em uma relação entre a vazão e o armazenamento, sendo que a vazão é representada por uma ponderação entre a vazão de entrada ( $I$ ) e a vazão de saída ( $Q_{out}$ ), expressa na Equação 14 (COLLISCHONN E DORNELLES, 2013).

$$S' = K [XI + (1 - X)Q_{out}] \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

$S'$ : volume armazenado no trecho ( $m^3$ );

$I$ : vazão de entrada ( $m^3/s$ );

$Q_{out}$ : vazão de saída ( $m^3/s$ );

$K$ : ponderador que representa o tempo médio de deslocamento da onda (s);

$X$ : ponderador adimensional que representa a atenuação da onda e geralmente assume um número entre os limites de 0 e 0,5, sendo que o valor 0 representa a máxima atenuação ao passo que o valor 0,5 representa a mínima.

Os parâmetros  $K$  e  $X$  são ponderadores, devendo ser definidos antes do início dos cálculos. Para tal, é necessário dispor de dados observados de vazão nos extremos de montante e jusante do trecho de rio.

Devido a este inconveniente, somado ao fato de o método não levar em consideração o amortecimento dinâmico do escoamento, em 1969, A. J. Cunge desenvolveu o chamado Método de Muskingum-Cunge, semelhante ao anterior, porém possuindo a vantagem de utilizar dados que são facilmente obtidos, dispensando a utilização de dados hidrológicos para a sua calibração (TUCCI, 1998).

O método de Muskingum-Cunge pode ser aplicado com bons resultados na maioria dos rios e canais (TUCCI, 1998). Entretanto, não deve ser utilizado de forma indiscriminada, uma vez que não considera, em sua formulação, os termos de inércia e de pressão da equação de Saint-Venant, negligenciando, por exemplo, a ocorrência de remansos, conforme já indicado em 4.1.4.2.

A metodologia de Muskingum-Cunge indica que a vazão de saída de um trecho de rio, em um intervalo de tempo, pode ser relacionada às vazões de entrada e saída

no início deste intervalo e à vazão de entrada ao final do intervalo, conforme indicado na Equação 15.

$$Q_{t+\Delta t} = C1 I_{t+\Delta t} + C2 I_t + C3 Q_t \quad \text{Equação 15}$$

Sendo:

$Q_{t+\Delta t}$ : vazão de saída ao final do intervalo de tempo ( $m^3/s$ );

$I_{t+\Delta t}$ : vazão de entrada ao final do intervalo de tempo ( $m^3/s$ );

$Q_t$ : vazão de saída no início do intervalo de tempo ( $m^3/s$ );

$I_t$ : vazão de entrada no início do intervalo de tempo ( $m^3/s$ ).

Os valores dos coeficientes C1, C2 e C3 podem ser obtidos segundo as relações expostas na Equação 16, Equação 17 e Equação 18, além de satisfazer a Equação 19.

$$C1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad \text{Equação 16}$$

$$C2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \quad \text{Equação 17}$$

$$C3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t} \quad \text{Equação 18}$$

$$C1 + C2 + C3 = 1,0 \quad \text{Equação 19}$$

Sendo:

C1, C2 e C3: coeficientes para propagação;

K: ponderador que representa o tempo médio de deslocamento da onda (s);

X: ponderador adimensional que representa a atenuação da onda;

$\Delta t$ : intervalo de tempo (s).

No Método de Muskingum-Cunge, a estimativa dos valores assumidos pelos parâmetros K e X é feita a partir de características físicas do rio (COLLISCHONN E DORNELLES, 2013). O valor de K é definido como o comprimento do trecho dividido pela celeridade da onda de cheia, conforme indicado na Equação 20, e o valor de X, ponderador que representa a atenuação da onda, pode ser adquirido a partir da relação indicada na Equação 21.

$$K = \frac{\Delta x}{c} \quad \text{Equação 20}$$

$$X = \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{Q_{70}}{B c S_0 \Delta x} \right) \quad \text{Equação 21}$$

Sendo:

K: ponderador que representa o tempo médio de deslocamento da onda (s);

$\Delta x$ : comprimento do trecho (m);

c: celeridade da onda de cheia (m/s);

X: ponderador adimensional que representa a atenuação da onda;

B: largura do rio (m);

$S_0$ : declividade de fundo do rio (m/m);

$Q_{70}$ : vazão de referência ( $m^3/s$ ), recomendada como sendo aproximadamente 70% da vazão máxima (TUCCI, 1998).

Importante salientar que o valor da celeridade da onda de cheia (c) é estimado como sendo igual a 5/3 da velocidade média do escoamento, para a vazão de referência, e, embora seja um parâmetro de valor constante ao longo da análise, sabe-se que, na prática, não é isto que ocorre.

O valor do comprimento dos trechos deve ser estimado de modo que o modelo represente adequadamente a atenuação da onda de cheia. Uma estimativa desse valor pode ser estabelecida de acordo com a Equação 22 (COLLISCHONN E DORNELLES, 2013).

$$\Delta x \leq \frac{c \cdot \Delta t}{2} \left( 1 + \left( 1 + 1,5 \frac{Q_{70}}{B c S_0 c^2} \right)^{1/2} \right) \quad \text{Equação 22}$$

Sendo:

$\Delta x$ : comprimento do trecho (m);

c: celeridade da onda de cheia (m/s);

$\Delta t$ : intervalo de tempo (s);

$Q_{70}$ : vazão de referência ( $m^3/s$ ), recomendada como sendo aproximadamente 70% da vazão máxima (TUCCI, 1998);

B: largura do rio (m);

$S_0$ : declividade de fundo do rio (m/m).

Da mesma forma, para evitar erros nos valores do hidrograma de saída, Collischonn e Dornelles (2013) sugerem que um critério para a definição do intervalo de tempo de cálculo pode ser dado pela Equação 23.

$$\Delta t \leq \frac{Tr}{5} \quad \text{Equação 23}$$

Sendo:

$\Delta t$ : intervalo de tempo (s);

$Tr$ : tempo de ascensão do hidrograma (s).

A escolha dos coeficientes de rugosidade utilizados nas análises deve ser criteriosa, especialmente se na região há locais de características expressivamente distintas, como locais com densa vegetação seguidos de vegetação esparsa, ou trechos de áreas rurais intercalados com trechos urbanos, por exemplo. Vegetações, construções, entre outros, atuam como obstáculos para o escoamento e os coeficientes de rugosidade são diferenciados, como identificado por Chow (1959).

Segundo Brasil (2005), a existência de grandes quantidades de vegetação nas planícies de inundação deve ser levada em consideração, tendo em vista que a rugosidade da mesma influencia significativamente o escoamento. Além disso, o porte e as características da vegetação podem contribuir na redução do volume de armazenamento lateral do escoamento.

Conforme pôde-se observar, o Método de Muskingum-Cunge estabelece a propagação de um hidrograma em um trecho de rio, não sendo desenvolvido unicamente com o propósito de utilização em estudos de rompimento de barragens. Dessa forma, a metodologia não faz menção a características da brecha de ruptura, tampouco à determinação de vazão de pico ou estimativa do hidrograma de ruptura, mas sim somente se refere à propagação de um hidrograma, previamente estabelecido, a jusante da seção inicial do trecho em análise.

#### 4.1.4.2.2 NWS Simplified Dam-Break

No período de 1977 a 1980, Danny L. Fread tornou pública as primeiras versões do que seria conhecido como *DAMBRK Model*, modelo desenvolvido para utilização em computadores de alto desempenho que possibilitassem a simulação de rompimento de barragens e propagação de hidrogramas provenientes da ruptura pelo vale a

jusante da estrutura, usando a solução completa das equações de fluxo unidimensional não permanente.

Mais tarde, em 1981, tendo em vista a necessidade de computadores especiais, de grande número de variáveis de entrada e da demanda de tempo para utilização do modelo numérico, Jonathan N. Wetmore e Danny L. Fread desenvolveram o chamado *National Weather Service Simplified Dam-Break Flood Forecasting Model*, ou NWS SMPDBK, compreendendo uma metodologia de solução analítica e simplificada do Modelo DAMBRK.

Diferentemente da metodologia de Muskingum-Cunge anteriormente descrita (item 4.1.4.2.1), o método NWS SMPDBK, por ser desenvolvido especialmente para análises envolvendo o rompimento de barragens, além de estimar os parâmetros de propagação da onda de ruptura também inclui, em suas análises, as etapas de determinação da vazão de pico e desenvolvimento do hidrograma de ruptura.

Os dados necessários à utilização do método incluem o conhecimento da altura da barragem, volume armazenado e área do reservatório da barragem, além de características pré-estipuladas para geometria final da brecha e tempo de formação da brecha de ruptura. Além disso, também é necessário o conhecimento da geometria de, no mínimo, duas seções transversais a jusante da estrutura.

Por ser uma metodologia simplificada, o método não analisa todos os fenômenos envolvidos em um caso real de rompimento de barragem e propagação de fluxo a jusante, como é o caso, por exemplo, dos remansos causados por obstáculos a jusante, ou pela contração natural do vale, e que terão seus efeitos propagados a montante do escoamento. Mesmo assim, Wetmore e Fread (1991) indicam que, para o caso de determinação das vazões máximas atingidas em seções específicas a jusante da estrutura, a máxima diferença média dos resultados obtidos entre o modelo DAMBRK completo e a metodologia do NWS SMPDBK resultou, na maioria dos casos, em 10% ou menos.

A metodologia do NWS SMPDBK consiste, basicamente, em três etapas principais, sendo elas dispostas a seguir e descritas na sequência.

- i) Etapa 1: Estimativa da descarga de pico do acidente;

- ii) Etapa 2: Aproximação do canal a jusante a um canal prismático;
  - iii) Etapa 3: Estimativa, a partir de curvas de parâmetros adimensionais, da vazão máxima e do tempo para atingir a vazão máxima em pontos específicos no trecho analisado.
- i) Etapa 1

Esta etapa do método consiste na estimativa da descarga de pico efluente pela brecha formada no rompimento da estrutura. Para tal, é necessário que o usuário conheça as seguintes características:

$A_s$ : área do reservatório ( $m^2$ );

$h_b$ : cota do nível máximo do reservatório menos cota da base da brecha de ruptura (m). Por aproximação favorável à segurança, pode-se tomar como sendo igual à altura da barragem ( $H_d$ );

$B_b$ : largura final da brecha de ruptura (m);

$t_f$ : tempo de falha ou tempo de formação da brecha de ruptura (minutos);

$Q_0$ : vazão adicional no tempo  $t_f$  ( $m^3/s$ ). Pode ser dada como a vazão efluente às turbinas ou ao vertedouro, quando for o caso. Este valor é opcional.

Wetmore e Fread (1991) indicam que, quando não se tem conhecimento preciso da área do reservatório ( $A_s$ ), pode-se utilizar a Equação 24 como estimativa deste valor.

$$A_s = \frac{2 V_r}{H_d} \quad \text{Equação 24}$$

Sendo:

$A_s$ : área do reservatório ( $m^2$ );

$V_r$ : volume do reservatório ( $m^3$ );

$H_d$ : altura da barragem (m).

Quanto à previsão das características da brecha, os autores sugerem as especificações indicadas na Tabela 17.

Feito isso, os valores previamente estabelecidos podem ser substituídos na Equação 25, compreendendo uma variação de equação de escoamento sobre um vertedouro de soleira espessa, de modo a estimar-se a vazão máxima efluente pela brecha na ruptura, ou vazão de pico do acidente, expressa em unidades do Sistema Inglês.

Tabela 17: Especificações para largura e tempo de formação da brecha.

Tipo de barragem	Largura da Brecha <sup>a</sup> (B <sub>b</sub> )	Tempo de formação (t <sub>f</sub> )
Terra	3H <sub>d</sub>	0,3048 H <sub>d</sub> /3
Concreto gravidade	5H <sub>d</sub>	não informado
Concreto em arco	0.90 L <sub>d</sub>	~0

B<sub>b</sub>: largura da brecha em corte transversal ao rio (m);

t<sub>f</sub>: tempo de formação da brecha (minutos);

H<sub>d</sub>: altura da barragem (m);

L<sub>d</sub>: largura da barragem em corte transversal ao rio (m).

<sup>a</sup>Os autores não indicam o formato da brecha. Sendo assim, por aproximação favorável à segurança, será tomada como sendo de formato retangular.

Fonte: Adaptado de Wetmore e Fread, 1991.

$$Q_{max} = Q_0 + 3,1 B_b \left( \frac{C}{\left( \frac{t_f}{60} + \frac{c}{\sqrt{H_d}} \right)} \right)^3 \quad \text{Equação 25}$$

Sendo:

Q<sub>max</sub>: vazão de pico do acidente (ft<sup>3</sup>/s);

Q<sub>0</sub>: vazão adicional no tempo t<sub>f</sub> (ft<sup>3</sup>/s);

B<sub>b</sub>: largura da brecha, considerando brecha retangular (ft);

t<sub>f</sub>: tempo de formação da brecha (minutos);

H<sub>d</sub>: altura da barragem (ft);

C: coeficiente determinado de acordo com a Equação 26.

$$C = \frac{23,4 A_s}{B_b} \quad \text{Equação 26}$$

Sendo:

A<sub>s</sub>: área do reservatório (acres);

B<sub>b</sub>: largura da brecha, considerando brecha retangular (ft).

Atenta-se ao fato de que, conforme especificado por Wetmore e Fread (1981), o uso da Equação 25 em barragens com pequeno volume armazenado e tempo de formação da brecha alto poderá superestimar a vazão de pico do acidente.

## ii) Etapa 2

Esta etapa do método consiste na aproximação do canal analisado a um canal prismático, a partir dos dados de seções transversais disponíveis. Sumariamente, a

metodologia pondera os dados de largura e profundidade de duas seções transversais conhecidas e as transforma em uma seção única, que será utilizada ao longo de todo o trecho analisado.

### iii) Etapa 3

Após a estimativa da vazão de pico do acidente, é possível, então, realizar a propagação desta vazão a jusante da estrutura, utilizando os dados de seção transversal estimados de acordo com as especificações da Etapa 2, de modo a definirem-se as máximas vazões observadas em seções de interesse a jusante.

Para realizar a propagação da vazão de pico a jusante é necessária a utilização de curvas adimensionais próprias da metodologia e indicadas na Figura 26, Figura 27 e Figura 28, e também no Anexo A. Tais curvas foram construídas com base nos resultados obtidos por meio de inúmeras simulações utilizando o Modelo DAMBRK (Wetmore e Fread, 1991).

As curvas adimensionais estão agrupadas em famílias, função do número de Froude (F) associado com a vazão de pico ( $Q_{max}$ ). São apresentados três ábacos gráficos referentes a números de Froude de 0,25, 0,50 e 0,75 e  $V^*$  (parâmetro de propagação referente ao volume) de 1,0 até 5,0, e recomenda-se que, quando é necessário o conhecimento do comportamento para valores intermediários a estes, realize-se interpolação linear. Dessa forma, assume-se que a validade na utilização desta metodologia seja apenas quando os números de Froude encontrados estejam entre os valores de 0,25 e 0,75, bem como  $V^*$  esteja entre 1,0 e 5,0.

Para determinar a família de curvas que melhor representa o fenômeno analisado, é necessário definirem-se os chamados parâmetros de propagação ( $X_c$  e  $V^*$ ), de acordo com a Equação 27 e a Equação 29.

$$X_c = \frac{Vr}{\hat{A}} \left( \frac{6}{1 + 4(0,5)^{m+1}} \right) \quad \text{Equação 27}$$

Sendo:

$X_c$ : parâmetro de propagação referente à distância (m);

$V_r$ : volume do reservatório ( $m^3$ );

$\hat{A}$ : área referente a  $Q_{bmax}$  e aos dados de seção transversal ponderada ( $m^2$ );



$m$ : parâmetro de forma da seção transversal ponderada (adimensional), determinado de acordo com a Equação 28.

$$m = \frac{\log B_1 - \log B_2}{\log h_1 - \log h_2} \quad \text{Equação 28}$$

Sendo:

$B_1$ : largura da seção para a profundidade analisada (m);

$h_1$ : profundidade analisada (m);

$B_2$ : largura correspondente à profundidade de calha cheia do rio (m);

$h_2$ : profundidade de calha cheia do rio (m).

$$V^* = \frac{V_r}{\hat{A} X_c} \quad \text{Equação 29}$$

Sendo:

$V^*$ : parâmetro de propagação referente ao volume (adimensional).

$V_r$ : volume do reservatório (m<sup>3</sup>);

$\hat{A}$ : área referente a  $Q_{bmax}$  e aos dados de seção transversal ponderada (m<sup>2</sup>);

$X_c$ : parâmetro de propagação referente à distância (m), determinado de acordo com a Equação 27.

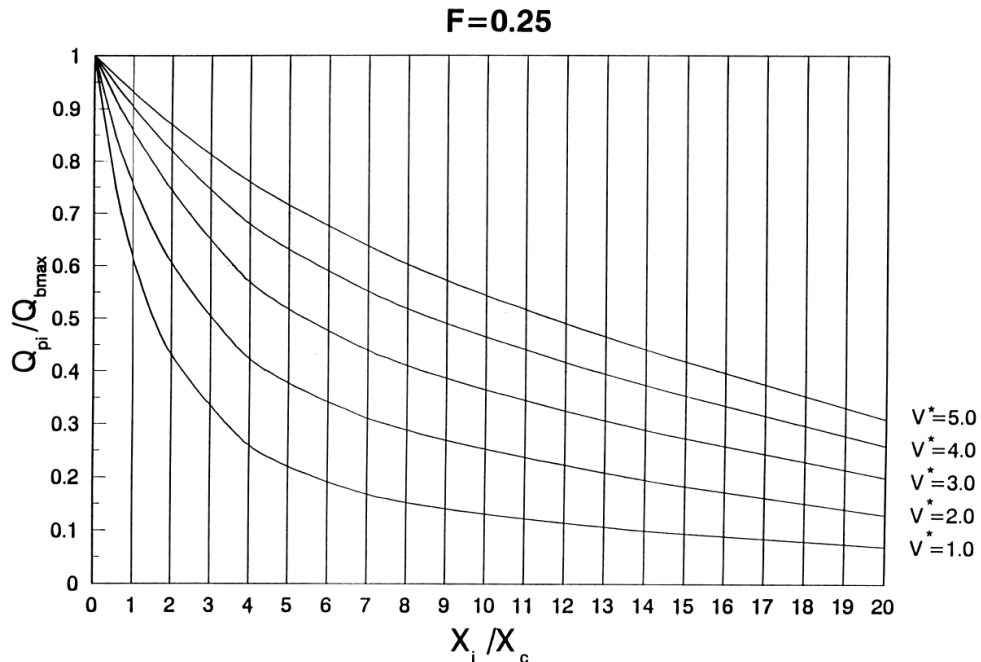


Figura 26: Curvas adimensionais para  $F = 0,25$  (Wetmore e Fread, 1991).

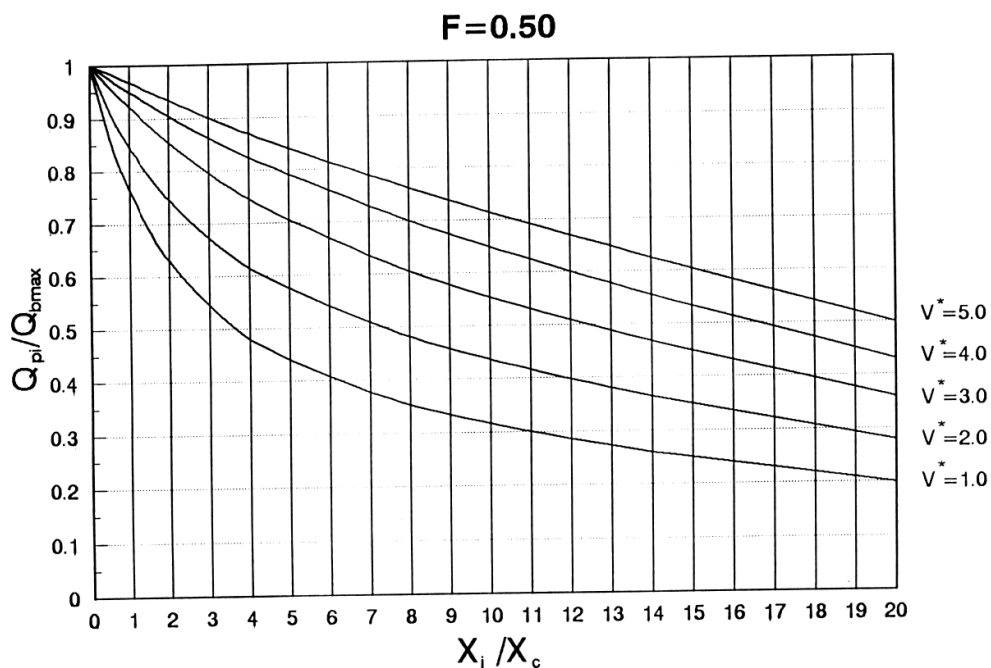


Figura 27: Curvas adimensionais para  $F = 0,50$  (Wetmore e Fread, 1991).

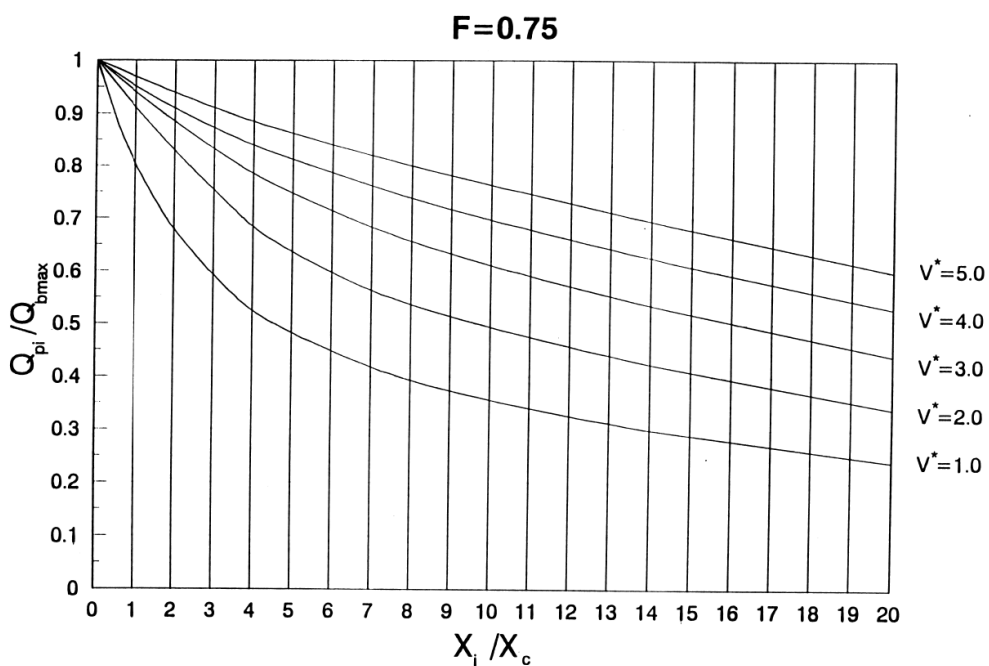


Figura 28: Curvas adimensionais para  $F = 0,75$  (Wetmore e Fread, 1991).

Sendo, para a Figura 26, Figura 27 e Figura 28:

$F$ : número de Froude do escoamento (adimensional);

$Q_{pi}$ : vazão de pico na seção analisada ( $m^3/s$ );

$Q_{bmax}$ : vazão máxima na seção da barragem ( $m^3/s$ );

$X_i$ : distância da seção analisada até a seção da barragem (m);

$X_c$ : parâmetro de propagação referente à distância (m);

$V^*$ : parâmetro de propagação referente ao volume (adimensional).

Tendo sido estabelecida a vazão máxima na seção analisada, a partir das curvas adimensionais anteriormente apresentadas, é possível, em seguida, estimar a profundidade atingida na seção em função da vazão previamente determinada. Para tal, a metodologia indica a utilização da Equação de Manning (Equação 30).

$$Q = \frac{1}{n} S^{1/2} A R h^{2/3} \quad \text{Equação 30}$$

Sendo:

Q: vazão na seção analisada (m<sup>3</sup>/s);

n: coeficiente de Manning (sm<sup>-1/3</sup>);

S: declividade da linha de energia (m/m);

A: área molhada da seção para a profundidade analisada (m<sup>2</sup>);

Rh: raio hidráulico da seção para a profundidade analisada (m). Como aproximação, pode ser estimado pela razão entre a área molhada (A) e a largura da seção na profundidade analisada (B), sempre que o valor da largura (B) excede consideravelmente o valor da profundidade.

Wetmore e Fread (1991) indicam que a estimativa do coeficiente de Manning pode ser feita de forma ponderada, de acordo com as características e áreas das porções abaixo e acima da profundidade de calha cheia do rio. Sugere-se que, para a área acima da profundidade de calha cheia, sejam utilizados coeficientes de Manning entre 0,04 e 0,07 quando o local não é densamente arborizado e, caso contrário, o coeficiente utilizado pode atingir a ordem de 0,10 a 0,15. Preferencialmente e favoravelmente à segurança, sugere-se a utilização de coeficientes de Manning altos para que se considerem possíveis regiões com acúmulo de vegetação ou entulhos ao longo do trecho.

A declividade da linha de energia (S) pode ser estimada, segundo Wetmore e Fread (1991), de acordo com a Equação 31.

$$S = S_0 + \frac{\Delta y}{t_f} \left( \frac{1}{c} + \frac{V B_{max}}{gA} \left( 1 - \frac{V}{c} \right) \right) - \frac{1}{g} \frac{\Delta V}{t_f} \quad \text{Equação 31}$$

Sendo:

S: declividade da linha de energia (m/m);

$S_0$ : declividade do talvegue (m/m);

$\Delta y$ : diferença entre os níveis d'água para a vazão máxima  $Q_{\max}$  e a vazão adicional  $Q_0$  (L);

$t_f$ : tempo de formação da brecha (s);

$c$ : celeridade da onda (m/s), neste caso podendo ser estimada como igual a  $5/3 V$ ;

$V$ : velocidade do escoamento para a vazão máxima (m/s), podendo ser estimada como a razão entre a vazão ( $Q$ ) e a área da seção ( $A$ );

$B_{\max}$ : largura molhada máxima atingida na seção transversal (m);

$A$ : área molhada para a vazão máxima (m<sup>2</sup>);

$g$ : aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

Após estimada a profundidade atingida, é possível determinar o tempo necessário para atingir-se a vazão máxima na seção analisada, utilizando-se, para tal, a Equação 32, sendo esta a última etapa da metodologia do NWS SMPDBK.

$$t_{pi} = \frac{t_f}{60} + \frac{X_i}{c} \quad \text{Equação 32}$$

Sendo:

$t_{pi}$ : tempo para atingir o pico na seção (horas);

$t_f$ : tempo de falha ou tempo de formação da brecha (minutos);

$X_i$ : distância da seção analisada até a seção da barragem (km);

$c$ : celeridade da onda (km/h), neste caso podendo ser estimada de acordo com a Equação 33.

$$c = 3,6 V \left( \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \left( \frac{m}{m+1} \right) \right) \quad \text{Equação 33}$$

Sendo:

$c$ : celeridade da onda (km/h);

$V$ : velocidade do escoamento na seção analisada (m/s);

$m$ : parâmetro de forma da seção transversal ponderada (adimensional), determinado de acordo com a Equação 28.

#### 4.1.4.2.3 Método LNEC

A metodologia do chamado *Simplified dam-break flood modeling* foi organizada e descrita pelo pesquisador José Falcão de Melo e outros pesquisadores do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) de Portugal, e apresentada no ano

de 2015, sendo aqui nomeada como Método LNEC<sup>18</sup>. De acordo com os autores, a organização de tal metodologia surgiu, principalmente, devido à implementação e/ou aprimoramento de regulamentações acerca da segurança de barragens no mundo, além do grande universo de barragens inseridas neste contexto, cujos dados de topografia, projeto, características do reservatório, entre outros, são escassos.

Conforme indicado por Melo (2015), uma das principais dificuldades envolvendo a aquisição de dados para o desenvolvimento de estudos de ruptura e definição de áreas de risco refere-se ao levantamento de informações topográficas, devido, principalmente, ao alto custo de investimento nesta etapa do estudo. Sendo assim, indica-se a necessidade de estabelecimento de metodologias expeditas que, embora seus resultados sejam aproximações, possibilitem estimativas prévias acerca das potenciais áreas de risco quando da situação de um acidente, utilizando, para isso, menor número de dados de entrada, diferentemente do grande número de informações necessárias quando da utilização de modelos hidrodinâmicos.

A metodologia simplificada substitui a simulação numérica da propagação do hidrograma ao longo do vale a jusante por expressões semi-empíricas. Isso envolve duas aproximações: a estimativa da máxima distância longitudinal ao rio na qual as consequências do rompimento são significativas e, então, a estimativa da vazão de pico em seções transversais ao longo do rio (MELO, 2015).

O método tem como principal objetivo a definição da classificação de risco das barragens e é subdividido em etapas, sendo que estas são baseadas, também, em estudos e conclusões identificadas por pesquisadores terceiros, conforme especificado na sequência.

A aplicação do método consiste na análise de resultados provenientes de, basicamente, quatro etapas bem definidas, sendo estas especificadas a seguir e descritas na sequência.

- i) Etapa 1: Determinação da distância máxima afetada a jusante;
- ii) Etapa 2: Cálculo da descarga de pico;

---

<sup>18</sup>A metodologia pode ser verificada em: **Dam-Break Flood Risk Assessment**. Second International Dam World Conference. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, p. 47-56, 2015.

- iii) Etapa 3: Estimativa do amortecimento da vazão de pico ao longo do vale a jusante;
  - iv) Etapa 4: Estimativa de níveis máximos em pontos específicos a jusante.
- i) Etapa 1

A etapa de estimativa da distância máxima ao longo do rio na qual as consequências do rompimento são significativas envolve duas expressões. Considerando a natureza simplificada da metodologia e sabendo que o volume do reservatório é o parâmetro mais relevante quando analisado o alcance longitudinal das consequências destrutivas do rompimento, apenas este parâmetro é considerado nas expressões que determinam a atenuação da vazão com a distância da barragem, conforme indicado na Equação 34 e na Equação 35.

$$D_{max} = 8,870 * 10^{-8}V_r^3 - 2,602 * 10^{-4}V_r^2 + 2,648 * 10^{-1}V_r + 6,737 \quad (\text{para } V_r \leq 1000 \text{ hm}^3) \quad \text{Equação 34}$$

$$D_{max} = 100 \text{ km} \quad (\text{para } V_r > 1000 \text{ hm}^3) \quad \text{Equação 35}$$

Sendo:

$D_{max}$ : máxima distância a jusante da barragem afetada pelo rompimento (km);

$V_r$ : volume do reservatório ( $\text{hm}^3$ ).

Conforme especificado por Melo (2015), a Equação 34 e a Equação 35 foram desenvolvidas de acordo com estudos de Graham (1999)<sup>19</sup>, State of Queensland (QUEENSLAND, 2012)<sup>20</sup> e a regulamentação portuguesa de Segurança de Barragens (PORTUGAL, 2007)<sup>21</sup>.

<sup>19</sup>GRAHAM, Wayne J. **A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure**. Denver: U. S. Department of Interior/Bureau of Reclamation, 1999. 46 p.

<sup>20</sup>QUEENSLAND. QUEENSLAND GOVERNMENT. (Org.). **Guidelines for Failure Impact Assessment of Water Dams**. Queensland: Department of Energy and Water Supply, 2012. 39 p.

<sup>21</sup>PORTUGAL. Decreto nº 344, de 15 de outubro de 2007. **Regulamento de Segurança de Barragens**. Portugal, 15 out. 2007. p. 7459-7474.

## ii) Etapa 2

A etapa de estabelecimento da vazão de pico na seção da barragem utiliza, para tal, as equações compiladas por Pierce et al. (2010) e Melo (2015), apresentadas na Tabela 11, (item 4.1.2), valendo-se das mesmas observações e considerações então mencionadas.

## iii) Etapa 3

Após o estabelecimento da vazão máxima na seção da barragem, é possível estimar a descarga de pico, ou vazão máxima, referente a cada uma das seções transversais analisadas ao longo do rio, estabelecendo o amortecimento da vazão de pico ao longo do vale analisado. Para tal, deve-se estimar o número de seções transversais analisadas entre a seção da barragem e a seção da distância máxima afetada, estimada em etapa anterior. Melo (2015) indica que, por experiência, cerca de 20 seções transversais permitem resultados aceitáveis para grande parte dos casos.

Da mesma forma como indicado na etapa anterior, apenas o parâmetro do volume do reservatório é considerado nas expressões semi-empíricas que estimam a vazão de pico em cada seção analisada. Esta etapa utiliza as equações propostas por U. S. Bureau of Reclamation (USBR, 1989)<sup>22</sup> e Dams Sector (2011)<sup>23</sup>, sendo elas apresentadas, respectivamente, na Equação 36 e na Equação 37.

$$\frac{Q_x}{Q_{max}} = 10^{-0,01243x} \quad \text{para } V_r > 6,2 \text{ hm}^3 \quad \text{Equação 36}$$

$$\frac{Q_x}{Q_{max}} = a \cdot e^{b \cdot x} \quad \text{para } V_r \leq 6,2 \text{ hm}^3 \quad \text{Equação 37}$$

$$a = 0,002 \ln(V_r) + 0,9626$$

<sup>22</sup> U. S. BUREAU OF RECLAMATION (USBR, Colorado). **Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decisionmaking**. Denver: Department of Interior, 1989. 302 p.

<sup>23</sup> DAMS SECTOR. **Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios**. U. S. Department of Homeland Security, 2011. 94 p.

$$b = -0,20047 (V_r + 25000)^{-0,5979}$$

Sendo:

$Q_x$ : vazão observada na seção em questão ( $m^3/s$ );

$Q_{max}$ : vazão máxima na primeira seção analisada, ou seção do hidrograma de entrada ( $m^3/s$ );

$x$ : distância da seção em questão até a seção do hidrograma de entrada (km para a Equação 36 e m para a Equação 37);

$V_r$ : volume do reservatório ( $m^3$ ).

#### iv) Etapa 4

Após definidas as vazões máximas nas seções de interesse analisadas, de acordo com a metodologia LNEC, o estabelecimento da profundidade máxima atingida nas seções a jusante é feito utilizando-se a Equação de Manning (Equação 30).

Melo (2015) sugere que, dado que a vazão de cada seção é conhecida, é usual, quando da necessidade de se estabelecerem as profundidades máximas, utilizar valores de coeficiente de Manning ( $n$ ) altos, uma vez que, dessa forma, as profundidades d'água resultarão maiores, favoráveis à segurança.

Da mesma forma, Viseu (2013) indica que a conversão de vazão em profundidade d'água nas seções transversais pode ser feita utilizando-se a Equação de Manning, de modo que a declividade da linha de energia ( $S$ ) pode ser tomada como sendo igual, por aproximação, à declividade do talvegue do rio ( $S_0$ ).

Esta metodologia, diferentemente do método NWS SMPDBK, não estabelece explicitamente o tempo de chegada da onda nas seções transversais analisadas.

#### 4.1.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS DAS METODOLOGIAS SIMPLIFICADAS E COMPLETAS

Conforme mencionado por Melo (2015), considerando que estimativas que possibilitem a classificação de risco da barragem sejam o principal objetivo da utilização de metodologias simplificadas em estudos de rompimento, qualquer aproximação capaz de estimar os níveis máximos atingidos em seções a jusante do maciço podem ser consideradas válidas ou adequadas.



Isso indica que o tempo de desenvolvimento da brecha, o hidrograma de ruptura associado e o tempo de chegada da onda podem ser informações adicionais, porém não primordiais, quando da necessidade de se analisar a classificação de risco da estrutura. Dessa forma, dependendo do objetivo da análise realizada, a utilização de modelos hidrodinâmicos complexos, além de exigir grande número de entrada de dados, também pode gerar resultados desnecessários (MELO, 2015).

Cada uma das metodologias simplificadas aqui descritas exigem informações e geram resultados distintos quando da aplicação do método. Na Tabela 18 apresenta-se um quadro resumo, de modo a destacar os dados de entrada necessários e os resultados obtidos pelos três métodos simplificados identificados nesta pesquisa.

Tabela 18: Comparação entre as metodologias simplificadas analisadas.

Método	Dados de entrada necessários								Resultados		
	$Q_{max}$	$t_f$	$n$	$S$	Seções transv.	$H_d$	$V_r$	$B_b$	Vazão máxima nas seções	Nível d'água nas seções	Tempo de chegada
Muskingum-Cunge (1969)	X	X	X	X	X		X		X	X	X
NWS SMPDBK (1981)		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
LNEC (2015)	X		X	X	X		X		X	X	

Sendo, na Tabela 18:

$Q_{max}$ : vazão de pico do acidente ( $L^3T^{-1}$ );

$t_f$ : tempo de falha ou tempo de formação da brecha (T);

$n$ : coeficiente de Manning ( $TL^{-1/3}$ );

$S$ : declividade do talvegue ( $LL^{-1}$ );

$H_d$ : altura da barragem (L);

$V_r$ : volume do reservatório ( $L^3$ );

$B_b$ : largura da brecha (L).

## 5 METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos, a metodologia foi subdividida em três etapas distintas, indicadas e especificadas individualmente na sequência.

- i) Etapa 1: Estimativa da vazão máxima na ruptura, com o objetivo de propor uma nova equação empírica para definição da vazão máxima proveniente do rompimento de barragens por galgamento;
- ii) Etapa 2: Estimativa da propagação do hidrograma, com o objetivo de analisar unicamente as etapas de amortecimento do hidrograma a jusante, descritas nas metodologias simplificadas;
- iii) Etapa 3: Proposta de nova metodologia para análise de rompimento de barragens, com base nos resultados obtidos nas Etapas 1 e 2.

### 5.1 ETAPA 1 – EQUAÇÃO DE VAZÃO MÁXIMA NA RUPTURA

Esta etapa compreende a estimativa de uma nova equação empírica para previsão da vazão máxima proveniente do rompimento de barragens por galgamento, na seção da estrutura, relacionando as características da barragem à vazão máxima observada no acidente.

Conforme já discutido no item 3, o galgamento corresponde a aproximadamente 30 a 40% dos casos de ruptura de barragens de concreto, terra e enrocamento. Sendo assim, optou-se por analisarem-se exclusivamente casos de rompimento de barragens cuja causa esteja associada ao fenômeno de galgamento, de acordo com as referências.

Para a previsão da equação, analisaram-se 39 casos de rompimento de barragens de terra e enrocamento por galgamento, cujas características estão dispostas na Tabela 19. Inseridos nos 39 casos analisados estão, inclusive, os casos analisados por Froehlich (1995b) – 5 casos, e Pierce et al. (2010) – 16 casos, sempre que a causa da ruptura tenha sido o galgamento e sempre que houvesse conhecimento da vazão máxima observada no rompimento.

Tabela 19: Casos de rompimento de barragens de terra e enrocamento por galgamento<sup>a</sup>.

Nome	Altura da barragem (m)	Altura d'água na ruptura (m)	Volume do reservatório (m <sup>3</sup> )	Volume d'água na ruptura (m <sup>3</sup> )	Vazão de pico estimada na seção da barragem (m <sup>3</sup> /s) <sup>b</sup>
Banqiao	-	31,00	492.000.000	-	78.100,00
Break Neck Run	7,00	-	-	49.000	9,20
Buffalo Creek I	32,00	-	610.000	-	1.420,00
Butler	-	7,16	-	2.380.000	810,00
Canyon SD	6,10	-	985.000	-	850,00
Castlewood II	-	21,60	-	6.170.000	3.570,00
Chenying	12,00	-	-	5.000.000	1.200,00
Danghe	-	24,50	-	10.700.000	2.500,00
Dantiwada	61,00	-	464.000.000	-	11.942,00
Dells	18,30	-	13.000.000	-	5.440,00
Frias AR RFL FD	-	17,70	140.000	-	40,00
Hatfield I	6,80	-	12.300.000	-	3.400,00
Hemet	6,10	-	8.630.000	-	1.600,00
Johnstown 1 South Fork 1	-	24,60	18.900.000	-	8.500,00
Kaddam	41,00	-	215.000.000	-	11.000,00
Kelly Barnes	11,30	-	-	777.000	680,00
Knife Lake	6,10	-	9.860.000	-	1.099,00
Kodaganar	11,50	-	12.300.000	-	1.280,00
Lake Marian	14,00	-	3.280.000	-	864,00
Lake Springfield	14,60	-	66.000.000	-	5.100,00
Laural Run	-	14,10	-	555.000	1.050,00
Lijiaju	25,00	-	1.140.000	-	2.950,00
Liujiatai	35,90	-	40.540.000	-	28.000,00
Lower Two Medicine	11,30	-	-	29.600.000	1.800,00
Machhu-II	24,70	-	100.000.000	-	7.690,00
Mammoth	-	21,30	-	14.000.000	2.520,00
Oros	-	35,80	-	650.000.000	9.630,00
Panshet	49,00	-	212.000.000	-	4.870,00
Puddingstone	15,20	-	617.000	-	480,00
Qielinggou	18,00	-	700.000	-	2.000,00
Sandy Run	-	8,53	-	56.700	435,00
Schaeffer	30,00	-	-	4.440.000	4.500,00
Sherburne II	10,30	-	42.000	-	960,00
Shimantan	-	27,40	-	117.000.000	30.000,00
South Fork	22,00	-	18.000.000	-	122,00
Swift Dam N <sup>o</sup> 2	57,60	-	37.000.000	-	24.947,00
Whitewater Brook Upper	19,00	-	520.000	-	70,80
Zhugou	23,50	-	-	18.430.000	11.200,00
Zuocun	35,00	-	40.000.000	-	23.600,00

<sup>a</sup>As fontes das informações são os trabalhos de Xu e Zhang (2009) e Zhang et al. (2016);<sup>b</sup>A estimativa da vazão de pico na seção da barragem, em eventos reais de ruptura, de modo geral, é feita através de processos de retroanálise a partir de níveis d'água conhecidos, atingidos a jusante da estrutura. Desse modo, esta informação pode apresentar significativa incerteza.

Sempre que possível, utilizou-se como informações os dados referentes à altura de água no momento da ruptura ( $H_w$ ) e ao volume de água no momento da ruptura ( $V_w$ ). Quando tais informações não são conhecidas, os dados utilizados foram os de altura da barragem ( $H_0$ ) e volume do reservatório ( $V_r$ ), de acordo com a Tabela 19.

As equações empíricas propostas por Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010) foram desenvolvidas utilizando-se a técnica de regressão linear múltipla de variáveis, cuja equação geral corresponde à Equação 38.

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_n x_n \quad \text{Equação 38}$$

Sendo:

$y$ : variável dependente;

$x_1, \dots, x_n$ : variáveis independentes;

$\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_n$ : constantes.

Neste caso, os autores obtiveram o modelo exponencial de previsão de vazão, utilizando duas variáveis independentes na Equação 38 e igualando termo a termo ao logaritmo neperiano da variável recíproca. Feito isso, tem-se o desenvolvimento da Equação 39.

$$\begin{aligned} \ln Q_{max} &= \ln \beta_0 + \beta_1 \ln H_w + \beta_2 \ln V_w \\ Q_{max} &= \beta_0 H_w^{\beta_1} V_w^{\beta_2} \end{aligned} \quad \text{Equação 39}$$

Sendo:

$Q_{max}$ : vazão máxima prevista ( $m^3/s$ );

$H_w$ : altura de água no momento da ruptura (m);

$V_w$ : volume de água no momento da ruptura ( $m^3$ );

$\beta_0, \beta_1, \beta_2$ : constantes.

A equação desenvolvida, portanto, é de formato semelhante à Equação 39, sendo que os coeficientes  $\beta_0, \beta_1$  e  $\beta_2$  foram estimados por meio da técnica de minimização de erros quadráticos, também conhecida como método de mínimos quadrados.

Definidos os coeficientes que melhor se ajustam aos dados de rompimentos registrados na bibliografia e dispostos na Tabela 19, compararam-se os valores obtidos pela equação resultante com os valores previstos pelas equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), de modo a analisar o comportamento da equação proposta frente às principais equações similares disponíveis na bibliografia.

## 5.2 ETAPA 2 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA

Esta etapa compreende a estimativa da propagação do hidrograma, segundo a aplicação das metodologias simplificadas de propagação, sendo elas:

- i) Método de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969);
- ii) *NWS Simplified Dam-Break* (Wetmore e Fread, 1981);
- iii) Método LNEC (Melo, 2015).

A etapa de propagação do hidrograma a jusante foi realizada de forma particular a cada uma das metodologias, conforme especificações dos autores e métodos. Os hidrogramas de entrada nas análises da Etapa 2 são os hidrogramas presentes nos relatórios de *Dam Break*, resultantes da utilização do *software* HEC-RAS 1D, aqui representados de forma simplificada na Figura 29<sup>24</sup>, de acordo com a metodologia de Mascarenhas (1990).

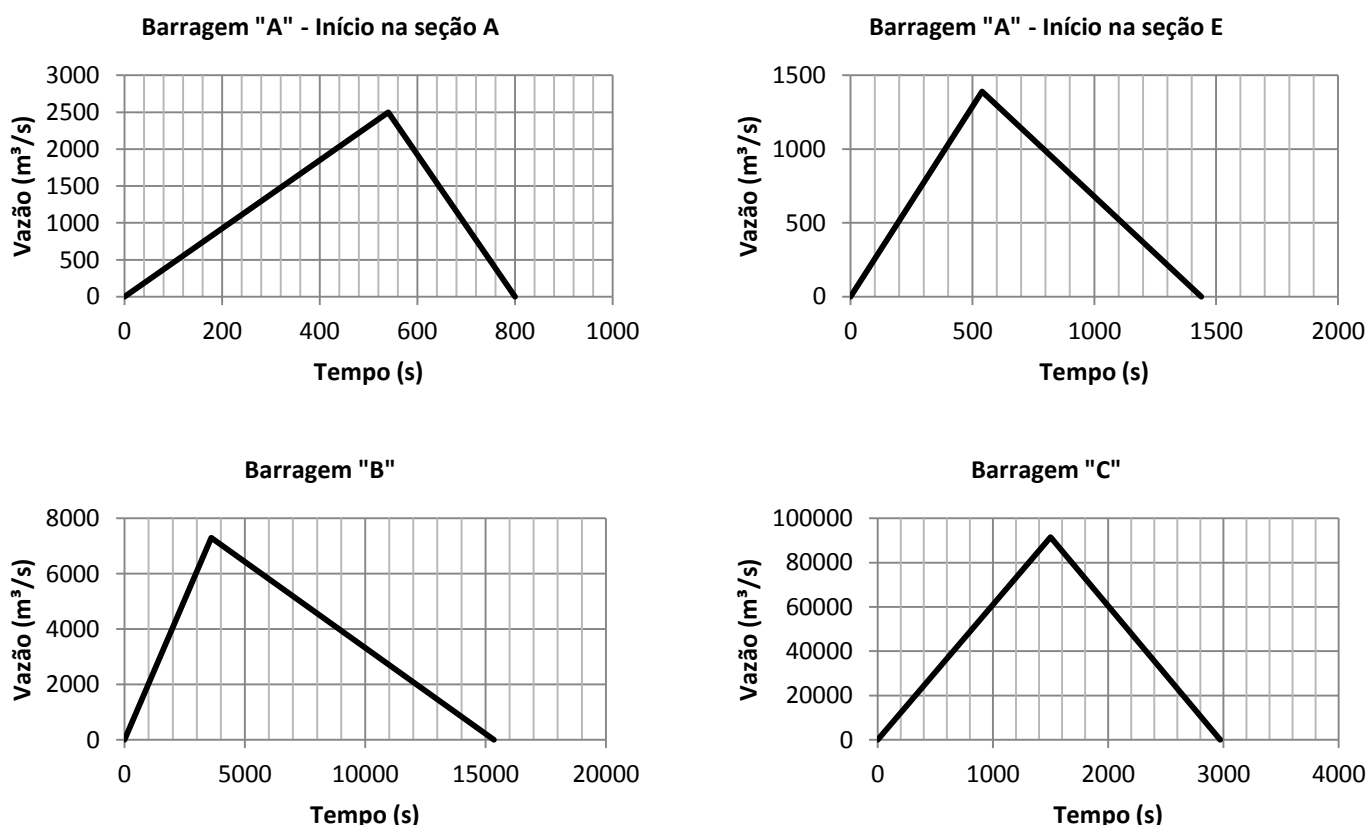


Figura 29: Hidrogramas de entrada para as Barragens "A", "B" e "C", representados segundo a metodologia de Mascarenhas (1990).

<sup>24</sup>Mais detalhes acerca das barragens estudo de caso (Barragens "A", "B" e "C") e das análises realizadas serão expostos nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

Quando da utilização do método de Muskingum-Cunge, foram utilizadas a Equação 13 à Equação 23, que representam as equações de amortecimento da vazão de pico do hidrograma, conforme apresentado em 4.1.4.2.1.

No caso da metodologia NWS SMPDBK, foram utilizadas as curvas adimensionais apresentadas da Figura 26 à Figura 28, bem como a Equação 27 à Equação 29, que compreendem as equações para definição dos parâmetros necessários à utilização das curvas adimensionais, conforme mencionado em 4.1.4.2.2.

Para o método LNEC, utilizou-se a Equação 36 e a Equação 37, referentes às equações que estimam o amortecimento da vazão de pico ao logo do vale a jusante, de acordo com o que está exposto em 4.1.4.2.3.

Para definição dos níveis d'água, ou profundidades, e respectivas larguras atingidas nas seções transversais a jusante da barragem, utilizou-se a equação de Manning (Equação 30) para todas as metodologias. Para as barragens "A" e "B", as seções transversais utilizadas são as seções reais do vale, conforme apresentadas em 5.2.1 e no Apêndice 1: Dados de entrada nas simulações do software HEC-RAS, exceto para o caso da metodologia NWS SMPDBK, a qual já estabelece a elaboração de canais prismáticos, conforme apresentado em 4.1.4.2.2. Já para a barragem "C", dadas as peculiaridades da conformação do vale, composto por seções transversais de características irregulares, optou-se por utilizar seções transversais retangulares, cujo produto " $ARh^{2/3}$ " é compatível ao mesmo produto para as seções reais<sup>25</sup>. Estas informações estão compiladas na Tabela 20.

Tabela 20: Equações e seções transversais para a Etapa 2 – Propagação do hidrograma.

		Barragens "A" e "B"	Barragem "C"
Muskingum-Cunge	Equações	Equação 13 à Equação 23	Equação 13 à Equação 23
	Seções transversais	Seções reais	Seções retangulares compatíveis
NWS SMPDBK	Equações	Equação 27 à Equação 29	Equação 27 à Equação 29
	Seções transversais	Canal prismático com base nas seções reais	Canal prismático com base nas seções compatíveis
LNEC	Equações	Equação 36 e Equação 37	Equação 36 e Equação 37
	Seções transversais	Seções reais	Seções retangulares compatíveis

<sup>25</sup>O produto da área (A) pelo raio hidráulico elevado em 2/3 ( $Rh^{2/3}$ ) é uma parcela da equação de Manning (Equação 30). Nestes casos, esta é a relação que deve ser respeitada para que as seções retangulares sejam compatíveis às seções reais da barragem "C".

Conforme indicado, o objetivo desta etapa é o de testar unicamente os pontos das metodologias simplificadas referentes à propagação e amortecimento do hidrograma a jusante. Partindo-se de um hidrograma conhecido (apresentado na Figura 29), realizou-se a propagação do hidrograma no trecho em análise, sendo este trecho definido de acordo com as características do vale de cada um dos três estudos de caso analisados nesta etapa, descritos no item 5.2.1.

Tendo sido obtidos os resultados de cada metodologia simplificada, estes foram comparados com os resultados provenientes de metodologia numérica, dados pelo *software* HEC-RAS, conforme mencionado na sequência.

### 5.2.1 ESTUDOS DE CASO

As análises de propagação do hidrograma a jusante foram aplicadas em estudos de caso de três barragens existentes, cujas características principais estão dispostas na Tabela 21. Todas as barragens analisadas são construídas em terra, com finalidade principal de contenção de rejeitos de mineração.

Tabela 21: Características gerais dos estudos de caso analisados.

Barragem	Material	H <sub>d</sub> (m)	V <sub>r</sub> (hm <sup>3</sup> )
A	Terra	28	1
B	Terra	65	56
C	Terra	112	136

A escolha pela utilização destas barragens nos estudos de caso justifica-se pelo fato de possuírem características de altura do barramento, volume do reservatório, declividade do talvegue e conformação do vale distintas. Além disso, os respectivos empreendedores das referidas barragens gentilmente cederam relatórios de *Dam Break* destas estruturas, cujos resultados foram adquiridos por meio do uso do *Software* HEC-RAS 1D, sendo este outro fato que corrobora para a utilização destas barragens como estudos de caso nas presentes análises. As informações das simulações realizadas no *software* HEC-RAS e disponibilizadas por empreendedores, bem como as coordenadas das seções transversais do vale a jusante das barragens, estão indicadas no Apêndice 1: Dados de entrada nas simulações do *software* HEC-RAS.

Neste sentido, os resultados provenientes do *software* HEC-RAS foram aqui considerados como “valor real” das condições de propagação da onda de cheia, uma vez que não se dispõe de dados reais de rompimento destas barragens para comparação.

Vale ressaltar que, embora a finalidade de uso das barragens seja a de contenção de rejeitos de mineração, nas análises de *Dam Break* realizadas, o comportamento hidrodinâmico conjunto das massas de água e rejeito foi considerado homogêneo e semelhante ao da água.

Nos itens a seguir expõem-se as principais características de cada barragem estudo de caso, traduzidas pelas características do talvegue, do perfil longitudinal e da conformação das seções transversais a jusante da estrutura.

Conforme indicado nos relatórios de *Dam Break*, as metodologias de levantamento das seções transversais das Barragens “A”, “B” e “C” envolveram levantamento planialtimétrico cadastral, topografia restituída de modelo digital de elevação proveniente do projeto *ASTER Global Digital Elevation Model* (versão 2), bases topográficas do *Shuttle Radar Topography Mission* (SRTM) e levantamento ortofotomosaico.

#### 5.2.1.1 Barragem “A”

A Barragem “A” é construída em terra, tendo 28 m de altura e 1.000.000 m<sup>3</sup> de volume de reservatório. Possui levantamento cadastral de 14 seções transversais ao longo de 7,7 km a jusante da estrutura, aqui nomeadas de seção A à N, conforme indicado na Tabela 22. Os empreendedores dos estudos de *Dam Break* optaram por esta abrangência de levantamento cadastral visto que, após a seção N, há um reservatório de grandes dimensões, cuja capacidade amortece o pico da onda proveniente da ruptura hipotética da Barragem “A”.

De acordo com a Tabela 22, o vale a jusante da Barragem “A” possui, em média, 0,023 m/m de declividade de talvegue. O perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “A”, indicado na Figura 30, ilustra a conformação aproximadamente constante de declividade ao longo dos 7,7 km cadastrados, com destaque para o



trecho entre as seções E e L, cuja declividade média atinge cerca de 0,030 m/m, sendo, em suma, ligeiramente mais íngreme do que o restante do vale.

Tabela 22: Características da Barragem “A”.

Barragem	Hd (m)	Vr (hm <sup>3</sup> )	Seção transversal	Largura média (m)	Declividade do talvegue* (m/m)	Distância da Barragem (m)
A	28	1	A	240	0,038	138
			B	130	0,031	724
			C	110	0,021	1138
			D	100	0,020	1759
			E	70	0,027	2414
			F	90	0,040	3138
			G	52	0,045	3483
			H	90	0,023	3690
			I	100	0,027	4103
			J	110	0,035	4379
			K	85	0,024	4897
			L	110	0,017	5724
			M	190	0,010	6483
			N	340	0,005	7690

\*Neste caso, a declividade foi tomada como sendo igual ao quociente entre a diferença de cotas e a distância entre as seções imediatamente anterior e posterior à seção analisada (sempre que possível).

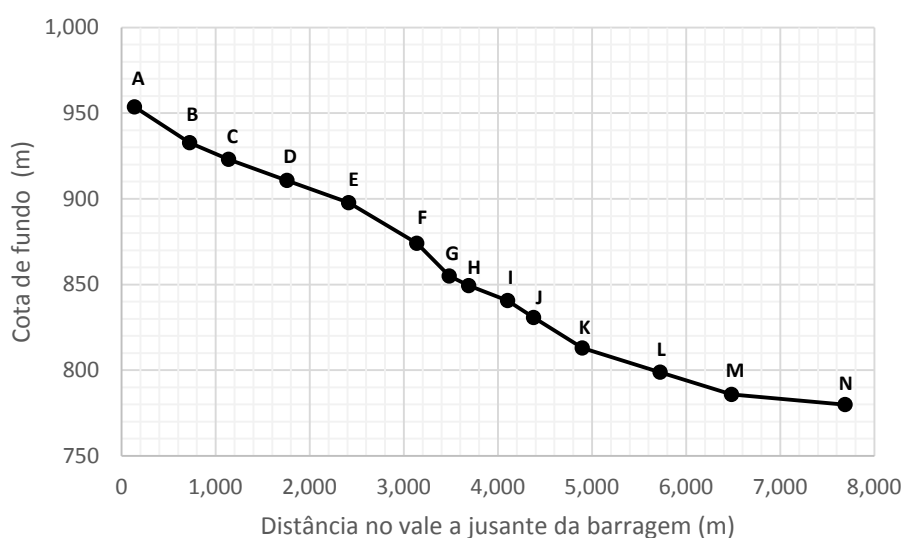


Figura 30: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “A”.

As 14 seções transversais cadastradas ao longo do vale a jusante da Barragem “A” estão ilustradas na Figura 31 e Figura 32, onde é possível perceber a conformação

aproximadamente constante das características das seções, cuja largura média geral corresponde a 130 m, conforme indicado na Tabela 22, com destaque para as seções A, M e N, cuja largura excede consideravelmente a média observada.

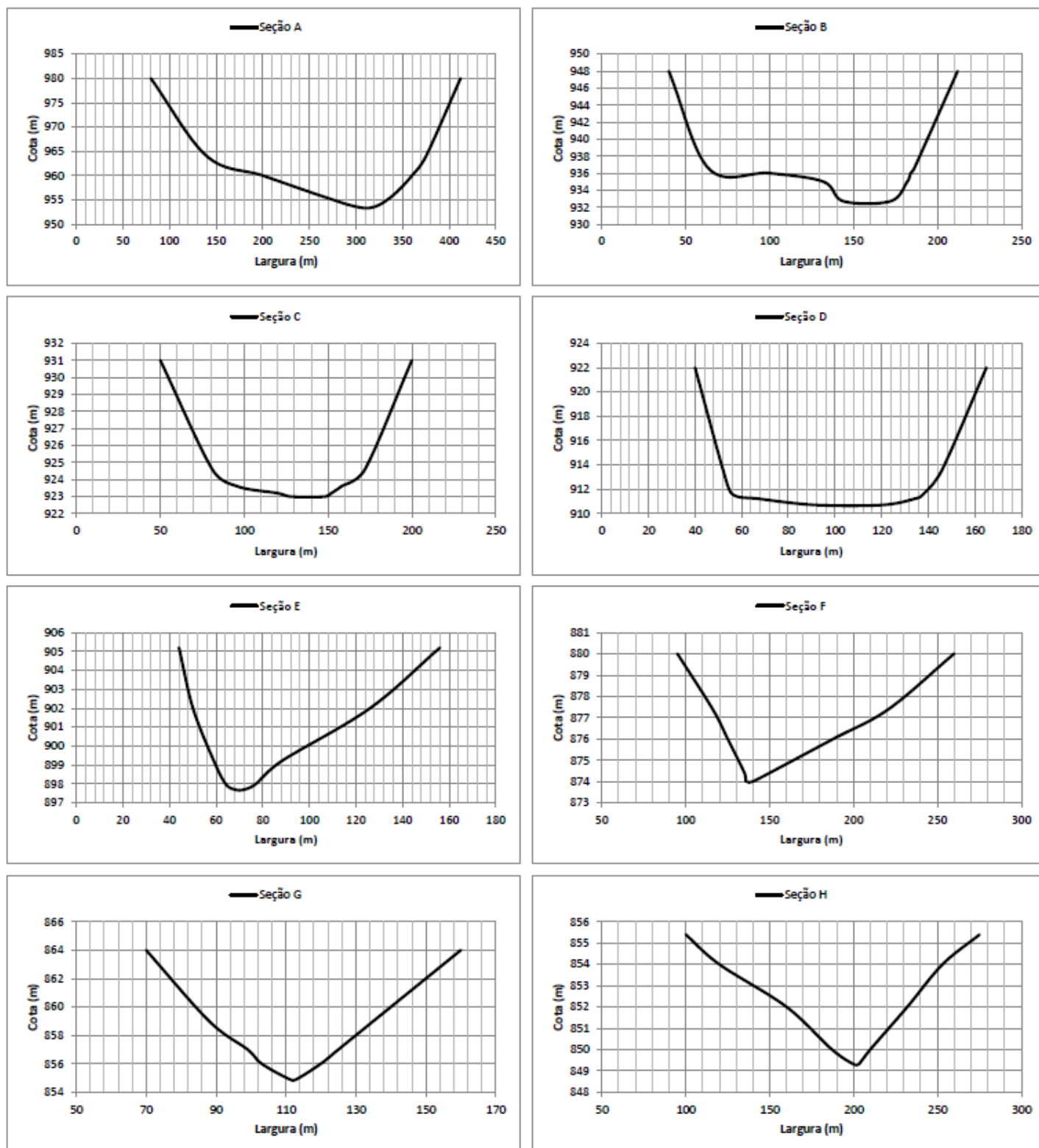


Figura 31: Seções transversais do vale a jusante da Barragem "A", parte 1/2.

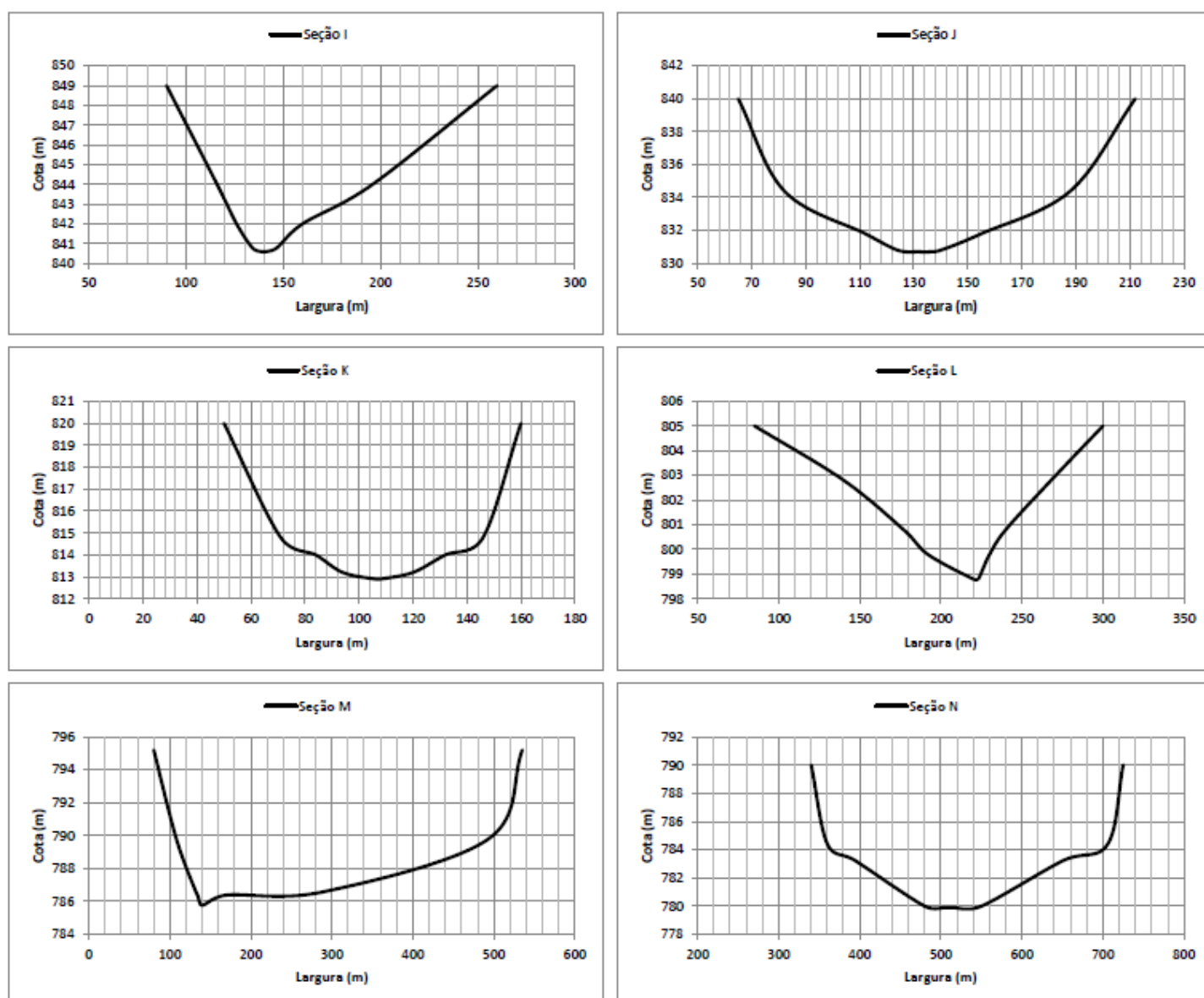


Figura 32: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “A”, parte 2/2.

### 5.2.1.2 Barragem “B”

A Barragem “B” é construída em terra, com 65 m de altura e 56.000.000 m<sup>3</sup> de volume de reservatório. Possui levantamento cadastral de 8 seções transversais ao longo de 43 km a jusante da estrutura, aqui nomeadas de seção A à H, conforme indicado na Tabela 23.

O vale a jusante desta barragem, diferentemente do caso da Barragem “A”, apresenta largura média de seção mais expressiva, de 630 m. Além disso, a declividade média do talvegue é da ordem de 0,0008 m/m, consideravelmente

menos íngreme do que o caso da Barragem “A”, conforme pode ser analisado observando-se a Figura 33, onde, em mais de 40 km de vale, a cota de fundo do talvegue é rebaixada da cota 117,50 m para a cota 92,50 m.

A Figura 34 apresenta a conformação das seções transversais do vale a jusante da Barragem “B”, onde é possível analisar a maior largura destas, se comparadas às seções do vale da Barragem “A”.

Tabela 23: Características da Barragem “B”.

Barragem	Hd (m)	Vr (hm <sup>3</sup> )	Seção transversal	Largura média (m)	Declividade do talvegue* (m/m)	Distância da Barragem (m)
B	65	56	A	850	0,0010	10889
			B	600	0,0004	16444
			C	800	0,0009	20667
			D	480	0,0011	27111
			E	400	0,0010	33778
			F	540	0,0010	36667
			G	600	0,0002	38889
			H	760	0,0003	43556

\*Neste caso, a declividade foi tomada como sendo igual ao quociente entre a diferença de cotas e a distância entre as seções imediatamente anterior e posterior à seção analisada (sempre que possível).

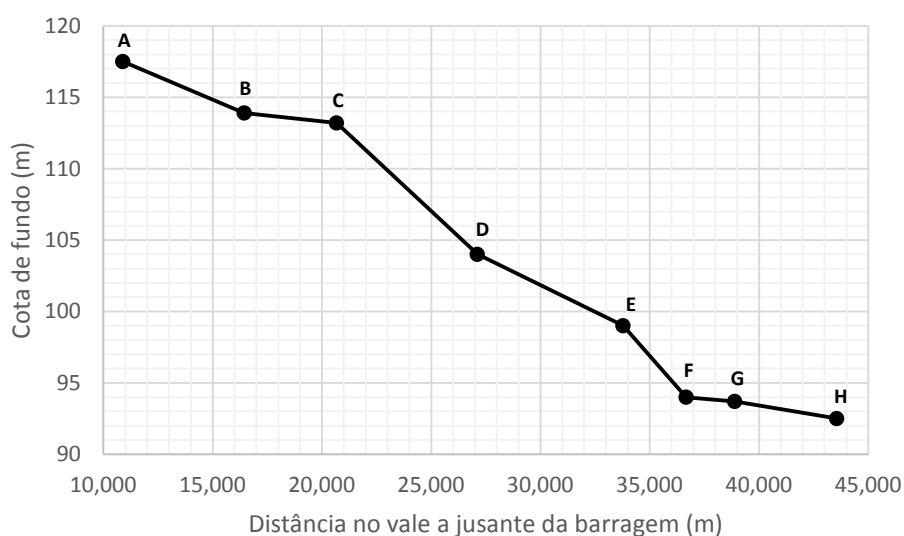


Figura 33: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem “B”.

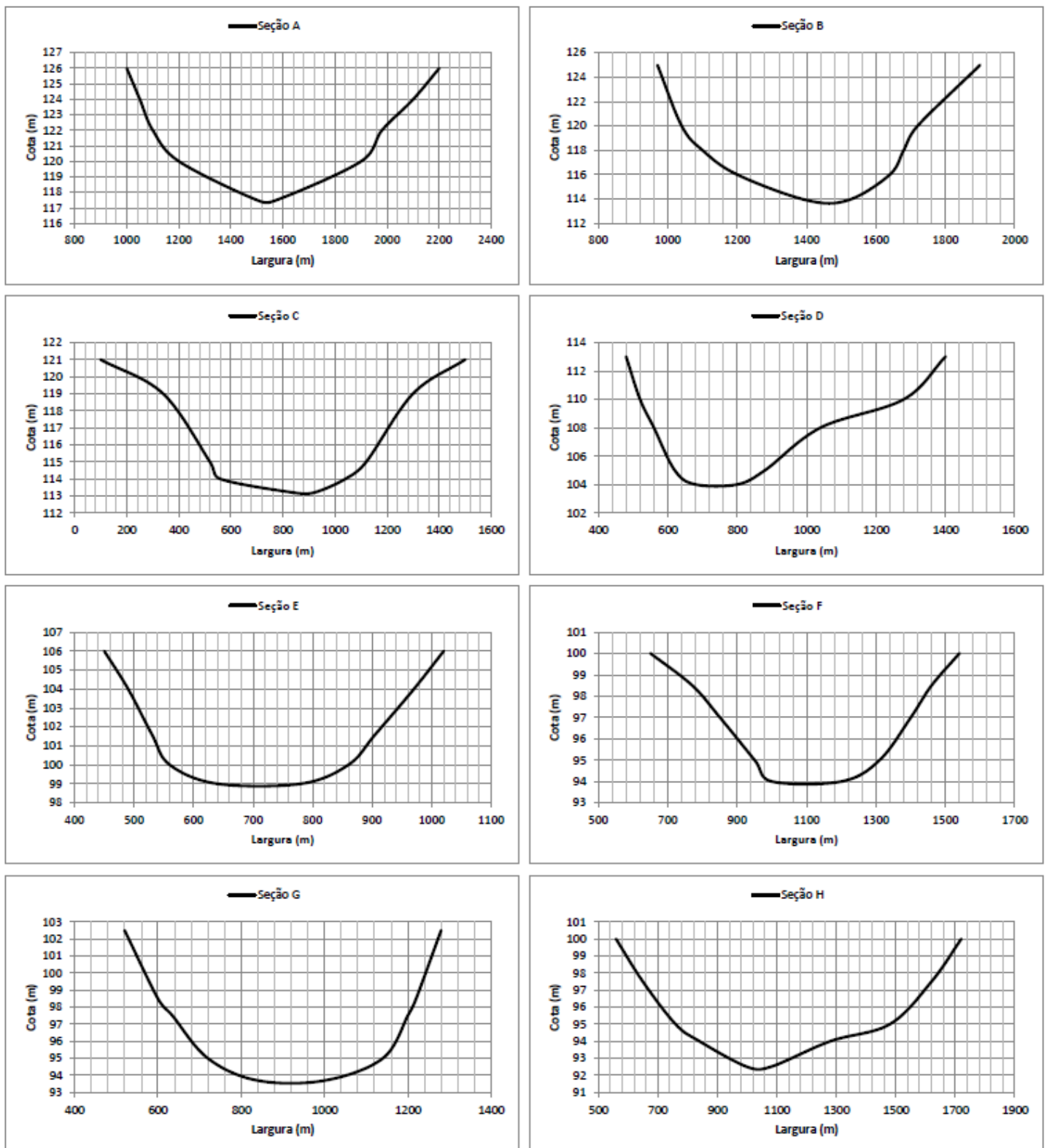


Figura 34: Seções transversais do vale a jusante da Barragem "B".

### 5.2.1.3 Barragem “C”

A Barragem “C” é também construída em terra, com 112 m de altura e 136.000.000 m<sup>3</sup> de volume de reservatório. Possui levantamento cadastral de 12 seções transversais ao longo de 36 km a jusante da estrutura, aqui nomeadas de seção A à M, conforme indicado na Tabela 24.

Tabela 24: Características da Barragem “C”.

Barragem	Hd (m)	Vr (hm <sup>3</sup> )	Seção transversal	Declividade do talvegue* (m/m)	Distância da Barragem (m)
C	112	136	A	0,028	1012
			B	0,037	2458
			C	0,031	3759
			D	0,027	5928
			E	0,022	7373
			F	0,010	11422
			G	0,004	17494
			H	0,002	19229
			I	0,003	21253
			J	0,002	27036
			L	0,002	32096
			M	0,002	36434

\*Neste caso, a declividade foi tomada como sendo igual ao quociente entre a diferença de cotas e a distância entre as seções imediatamente anterior e posterior à seção analisada (sempre que possível).

A declividade do talvegue do vale a jusante da Barragem “C” apresenta dois trechos distintos bem definidos, conforme pode ser visto na Figura 35. O primeiro trecho, da seção A à F, cuja declividade média é da ordem de 0,026 m/m, é consideravelmente mais íngreme do que o segundo trecho, da seção G à M, que possui declividade média de 0,002 m/m.

Conforme pode ser visto pela Figura 36 e pela Figura 37, a conformação do vale a jusante da Barragem “C” é irregular, não assumindo características constantes perceptíveis, diferentemente do que acontece para o vale das Barragens “A” e “B”. Por este motivo, a Tabela 24 não apresenta a informação de “largura média” das seções transversais do vale a jusante da Barragem “C”.

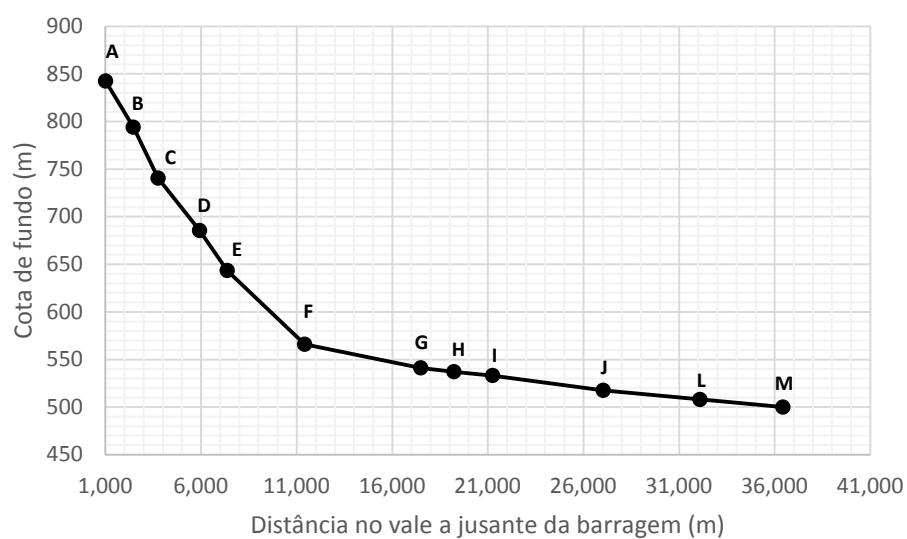


Figura 35: Perfil longitudinal do vale a jusante da Barragem "C".

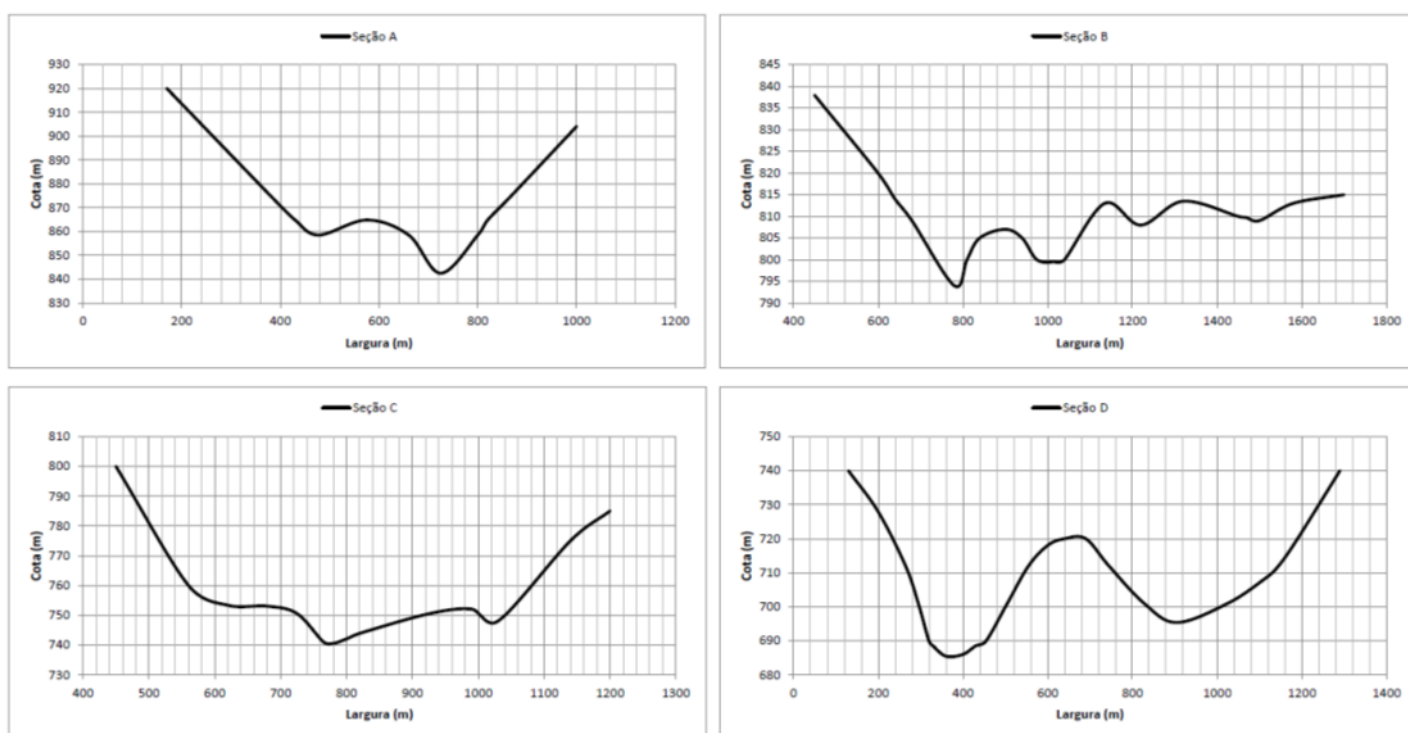


Figura 36: Seções transversais do vale a jusante da Barragem "C", parte 1/2.

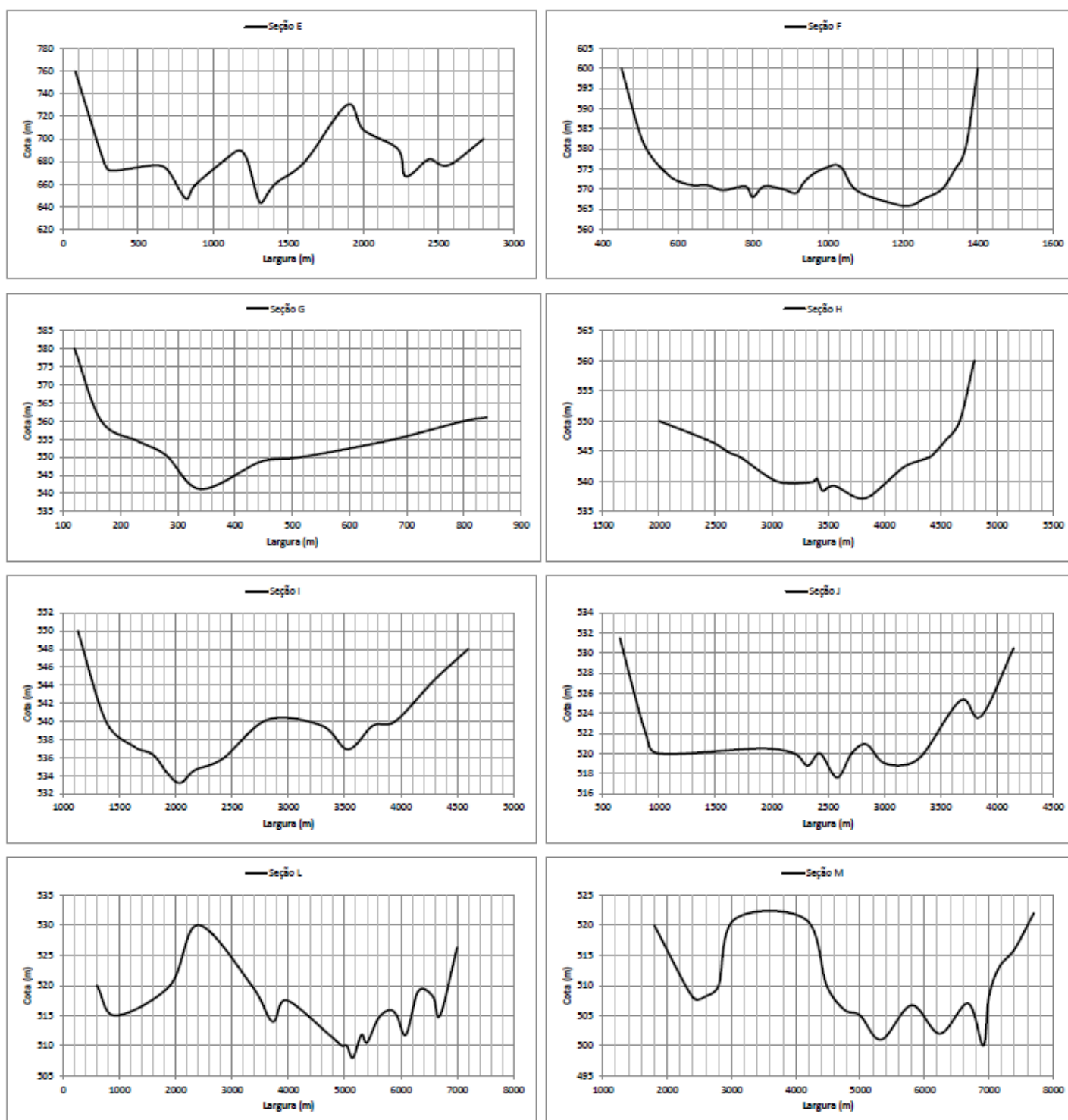


Figura 37: Seções transversais do vale a jusante da Barragem “C”, parte 2/2.

## 5.2.2 ANÁLISES DA ETAPA 2

De modo a facilitar o entendimento das análises realizadas no âmbito da Etapa 2, apresenta-se a Figura 38, em que estão identificadas as peculiaridades entre cada



estudo realizado. Nesta etapa realizaram-se 22 análises para a Barragem “A”, 9 para a Barragem “B” e outras 9 para a Barragem “C”, totalizando 40 análises. Cada uma das 40 análises desta etapa está identificada por uma nomenclatura, de acordo com a designação dada a cada barragem analisada (Barragens “A”, “B” ou “C”).

Para a Barragem “A”, as análises de propagação do hidrograma iniciaram não somente na seção transversal mais próxima à barragem (Seção A), como também no trecho onde as características das seções transversais passaram a ser mais constantes ao longo do vale (Seções E à L), conforme identificado em 5.2.1.1.

Adicionalmente, para a Barragem “A”, optou-se por realizar análises de propagação do hidrograma utilizando seções transversais adquiridas por meio do *software* Google Earth<sup>26</sup>, para o caso da metodologia LNEC. Estas compreendem as análises A19 à A22.

As simulações realizadas nas Barragens “B” e “C” iniciaram apenas na primeira seção transversal do vale a jusante em cada barragem (seção A).

Para todas as barragens, no caso das metodologias LNEC e Muskingum-Cunge, optou-se por analisar duas declividades distintas de talvegue do vale a jusante, sendo elas:

- i) Declividade 1: tomada como sendo igual ao quociente entre a diferença de cotas e a distância entre as seções imediatamente anterior e posterior à seção analisada (sempre que possível);
- ii) Declividade 2: tomada como sendo igual ao quociente entre a diferença de cotas e a distância entre a própria seção analisada e a seção imediatamente posterior à seção analisada (sempre que possível).

Para o caso da metodologia do NWS SMPDBK, esta já indicava a utilização de uma única declividade nas análises, conforme indicado no item 4.1.4.2.2, aqui nomeada como “Declividade 1”.

---

<sup>26</sup> Este programa permite o acesso e visualização de informações geoespaciais de forma livre, pela internet. O sistema utiliza mosaico de imagens de satélite e imagens aéreas para representação de um modelo tridimensional do globo terrestre. Alerta-se que este modelo não deve ser utilizado de forma indiscriminada, pois os dados disponibilizados pelo *software* podem não ser adequados à finalidade do usuário. Mais detalhes podem ser vistos em Buchanan-Dunlop (2007).

Partindo-se das informações expostas nos relatórios de *Dam Break*, os coeficientes de Manning médios para cada uma das seções transversais analisadas foram estabelecidos de acordo com a metodologia de Chow (1959) para seções com rugosidade variável, dada pela Equação 40.

$$n = \left[ \frac{\sum_{i=1}^m (P_i n_i^{3/2})}{P} \right]^{2/3} \quad \text{Equação 40}$$

Sendo:

n: coeficiente de rugosidade global ( $\text{sm}^{-1/3}$ );

P: perímetro molhado total da seção transversal (m);

$P_i$ : perímetro molhado associado à superfície “i” (m);

$n_i$ : coeficiente de rugosidade associado à superfície “i” ( $\text{sm}^{-1/3}$ ).

Para todas as barragens, analisaram-se dois coeficientes de Manning distintos, sendo eles:

- i) n Manning 1: neste caso, o coeficiente de Manning (n) utilizado nas metodologias foi tomado como sendo igual à média entre os coeficientes de Manning de todas as seções transversais analisadas. Neste caso, após definido o coeficiente de Manning médio, utilizou-se este mesmo coeficiente para todas as seções transversais;
- ii) n Manning 2: neste caso, o coeficiente de Manning utilizado foi distinto para cada uma das seções transversais e igual àquele definido segundo a Equação 40.

Para o caso da metodologia do NWS SMPDBK, esta já indicava a utilização de um único coeficiente de Manning nas análises, neste caso, tomado como sendo igual ao aqui denominado como “n Manning 1”. Definido o coeficiente de Manning para cada caso, em cada seção transversal, este foi constante ao longo da análise.

Conforme mencionado, adquiridos os resultados provenientes das metodologias simplificadas (análises A1 à A22, B1 à B9 e C1 à C9), estes foram comparados com os resultados informados nos relatórios de *Dam Break* das respectivas barragens, obtidos por meio da utilização do *software* HEC-RAS.

<b>Barragem "A"</b>	LNEC (2015)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	A1
				n Manning 2	A2
		Declividade 2	n Manning 1	A3	
			n Manning 2	A4	
		Início seção E	Declividade 1	n Manning 1	A5
				n Manning 2	A6
	Declividade 2	n Manning 1	A7		
		n Manning 2	A8		
	Seções <i>Google Earth</i> - Início na seção A	Declividade 1	n Manning 1	A19	
			n Manning 2	A20	
	Declividade 2	n Manning 1	A21		
		n Manning 2	A22		
	Muskingum-Cunge (1969)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	A9
				n Manning 2	A10
Declividade 2		n Manning 1	A11		
		n Manning 2	A12		
Início seção E		Declividade 1	n Manning 1	A13	
			n Manning 2	A14	
Declividade 2	n Manning 1	A15			
	n Manning 2	A16			
NWS (1981)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	A17	
	Início seção E	Declividade 1	n Manning 1	A18	

<b>Barragem "B"</b>	LNEC (2015)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	B1
				n Manning 2	B2
		Declividade 2	n Manning 1	B3	
			n Manning 2	B4	
	Muskingum-Cunge (1969)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	B5
				n Manning 2	B6
		Declividade 2	n Manning 1	B7	
			n Manning 2	B8	
	NWS (1981)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	B9

<b>Barragem "C"</b>	LNEC (2015)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	C1
				n Manning 2	C2
		Declividade 2	n Manning 1	C3	
			n Manning 2	C4	
	Muskingum-Cunge (1969)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	C5
				n Manning 2	C6
		Declividade 2	n Manning 1	C7	
			n Manning 2	C8	
	NWS (1981)	Início seção A	Declividade 1	n Manning 1	C9

Figura 38: Análises da Etapa 2.

### 5.3 ETAPA 3 – PROPOSTA DE NOVA METODOLOGIA

Esta etapa tem o objetivo de, partindo-se dos resultados e análises das Etapas 1 e 2, propor uma nova metodologia simplificada para análise de rompimento de barragens, envolvendo tanto a estimativa da vazão máxima na ruptura (produto da Etapa 1), quanto a estimativa da profundidade máxima e respectiva largura superficial máxima atingidas a jusante do barramento (produtos da Etapa 2).

Após a definição da nova metodologia simplificada, esta foi aplicada na Barragem “A”, de modo a verificar o comportamento dos resultados obtidos.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Da mesma forma como indicado no item 5, os resultados e respectivas discussões estão também subdivididos de acordo com cada uma das três etapas previamente descritas.

### 6.1 ETAPA 1 – EQUAÇÃO DE VAZÃO MÁXIMA NA RUPTURA

A previsão de vazão máxima proveniente da ruptura de barragens de terra e enrocamento por galgamento, na seção da barragem, determinada de acordo com as técnicas e dados expostos em 5.1, resultou na Equação 41.

$$Q_{max} = \frac{H_w^{0.56} V_w^{0.45}}{3} \quad \text{Equação 41}$$

Sendo:

$Q_{max}$ : vazão de pico do acidente (m<sup>3</sup>/s);

$H_w$ : altura de água no momento da ruptura (m);

$V_w$ : volume do reservatório no momento da ruptura (m<sup>3</sup>).

Uma vez que a Equação 41 foi estimada de acordo com os dados dispostos na Tabela 19, assume-se que a validade da equação proposta abrange barragens cuja altura e cujo volume do reservatório não excedam, respectivamente, 60 m ( $H_d \leq 60$  m) e 660 hm<sup>3</sup> ( $V_w \leq 660.000.000$  m<sup>3</sup>).

A novidade da Equação 41 frente às principais equações semelhantes disponíveis na bibliografia, a saber, as equações de Froehlich (1995b) - Equação 8 - e Pierce et. al (2010) - Equação 9, está no fato de a Equação 41 fazer referência apenas aos casos em que a causa do acidente foi o galgamento.

A Tabela 25 apresenta um paralelo entre a causa dos acidentes e o número de casos analisados na Equação 41 e nas equações de Froehlich (1995b) e de Pierce et al. (2010), bem como o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) das respectivas relações. Pela Tabela 25 percebe-se que o número de casos analisados pela Equação 41 é inferior ao analisado por Pierce et al. (2010) e, além disso, o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) da Equação 41 é ligeiramente inferior àquele dado pela relação

deste pesquisador. Ressalta-se que a equação proposta (Equação 41) foi desenvolvida exclusivamente para os casos envolvendo galgamento.

Tabela 25: Casos analisados e causas dos acidentes para as equações de previsão de vazão máxima na seção da barragem.

Pesquisador	Equação	Nº de casos analisados	Causas	R <sup>2</sup>
Froehlich (1995b)	$Q_{max} = 0,607 (V_w^{0,295} H_w^{1,24})$	22	Galgamento e infiltração	0,934
Pierce et al. (2010)	$Q_{max} = 0,038 (V_w^{0,475} H_w^{1,09})$	87	Galgamento e infiltração	0,850
Equação 41	$Q_{max} = \frac{H_w^{0,56} V_w^{0,45}}{3}$	39	Galgamento	0,796

Na Figura 39 inserem-se os gráficos representativos do universo de barragens analisadas, em cada uma das três equações em questão, no que diz respeito à altura da barragem (ou altura d'água no momento da ruptura -  $H_w$ ) e volume do reservatório (ou volume d'água no momento da ruptura -  $V_w$ ).

Conforme pode ser observado na Figura 39, com relação à altura de barragens, em todas as equações, o menor intervalo analisado compreende as barragens cuja altura excede 50 m. Dentre os 22 casos analisados por Froehlich (1995b), cerca de 40% compreendem barragens de altura entre 10 e 20 m, e dentre os 87 casos analisados por Pierce et al. (2010), mais de 60% dos acidentes compreendem barragens pequenas, cuja altura é inferior a 10 m. Na Equação 41, por sua vez, menos de 20% dos dados abrangem barragens de altura inferior a 10 m, ao passo que cerca de 40% dos casos compreendem barragens entre 20 m e 50 m de altura.

Ainda com relação à Figura 39, tratando-se do universo de volumes de barragens analisadas nas equações da Tabela 25, para todas as equações, a menor parcela analisada compreende barragens cujo volume do reservatório excede 30 hm<sup>3</sup>. Da mesma forma como identificado nas alturas, a equação de Pierce et al. (2010) analisa maior número de barragens com pequeno volume (menor do que 3 hm<sup>3</sup>). Na Equação 41, a maior contribuição nos dados (cerca de 40%) diz respeito a barragens com volume de reservatório entre 3 e 30 hm<sup>3</sup>.

A Figura 40 apresenta a relação entre os dados de vazão máxima observados nos acidentes, dispostos na Tabela 19, e as previsões de vazão dadas pela Equação 41, a exemplo do exposto por Pierce et al. (2010) na Figura 20 e na Figura 21 para as equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010).

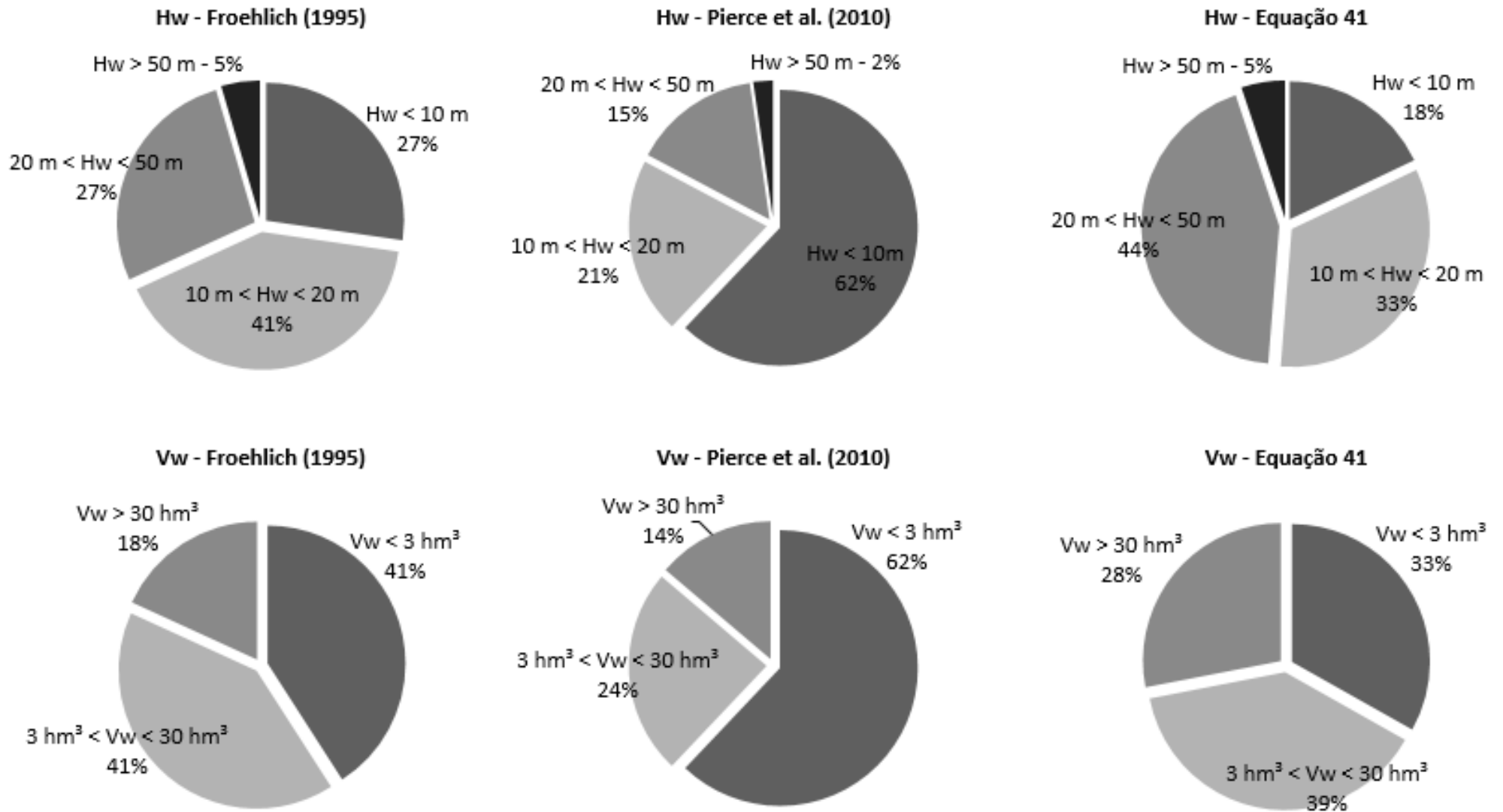


Figura 39: Universo de barragens analisadas nas equações da Tabela 25.

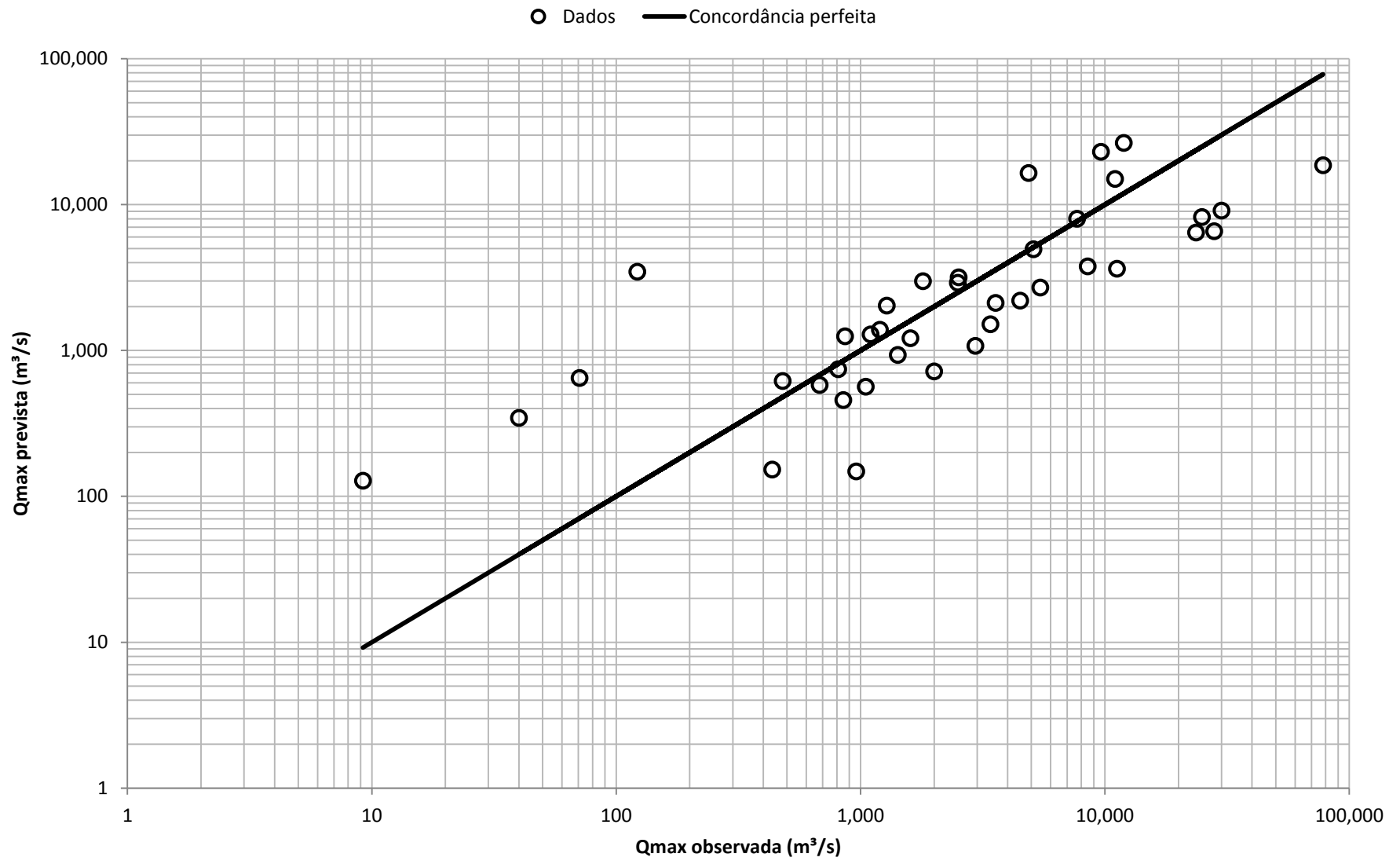


Figura 40: Vazão máxima observada versus Vazão máxima prevista pela Equação 41.



Conforme se pode visualizar na Figura 40, os acidentes cujos dados observados resultaram em vazões de, em média, 500 a 10.000 m<sup>3</sup>/s, estão posicionados mais próximos da linha de concordância entre os resultados das vazões previstas e observadas. Ultrapassando os limites deste intervalo, percebe-se que os pontos se afastam da linha de concordância, especialmente nos casos onde as vazões observadas pelos acidentes são inferiores a 100 m<sup>3</sup>/s. Nestes casos, percebe-se que as vazões previstas pela Equação 41 resultaram, em média, 10 vezes superiores às vazões observadas nos acidentes reais.

De modo a analisar os resultados provenientes da utilização da Equação 41 e compará-los com os respectivos valores obtidos pelas equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), tem-se a Figura 41 e a Figura 42, que apresentam, respectivamente, as relações entre vazões segundo alturas de barragens e volumes de reservatório constantes, respeitando os limites de validade da Equação 41.

Pela Figura 41, considerando altura de barragem constante e igual a 10 m, percebe-se que a Equação 41 resultou, em suma, em vazões previstas superiores às vazões obtidas pelas equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), para diferentes volumes de reservatório. Este comportamento, porém, é alterado quando a altura da barragem supera 30 m.

Analisando a Figura 42 percebe-se que, quando o volume do reservatório excede 500.000 m<sup>3</sup>, a Equação 41 resulta em vazões máximas próximas ou superiores àquelas resultantes das equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), sempre que a altura da barragem é inferior a 30 m. Do contrário, quando a altura da barragem supera 30 m, as vazões provenientes da utilização da Equação 41 são, de modo geral, inferiores às vazões resultantes das equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010).

A Figura 43 e a Figura 44 apresentam, respectivamente, para cada altura e volume de reservatório constantes analisados, a máxima vazão prevista pela Equação 41 e pelas equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), corroborando com o comportamento registrado na Figura 41 e na Figura 42.

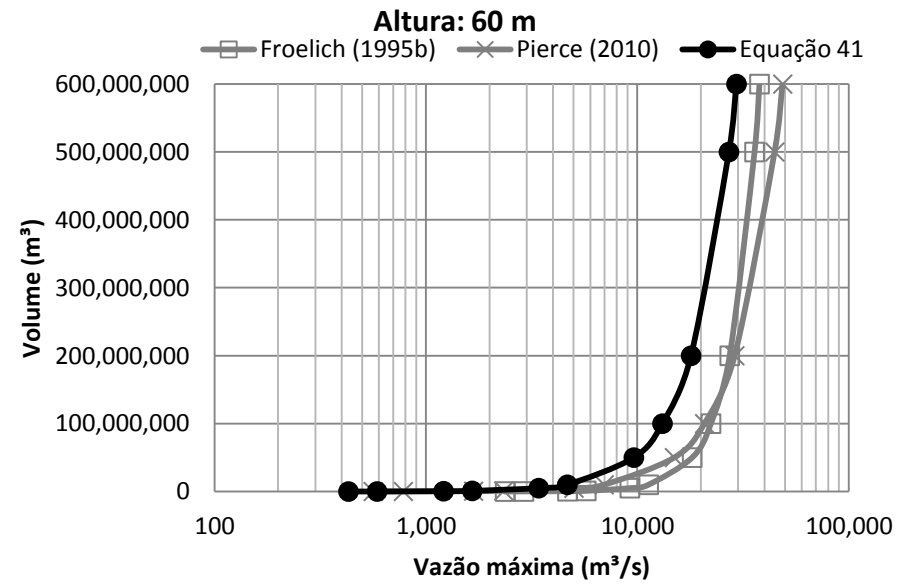
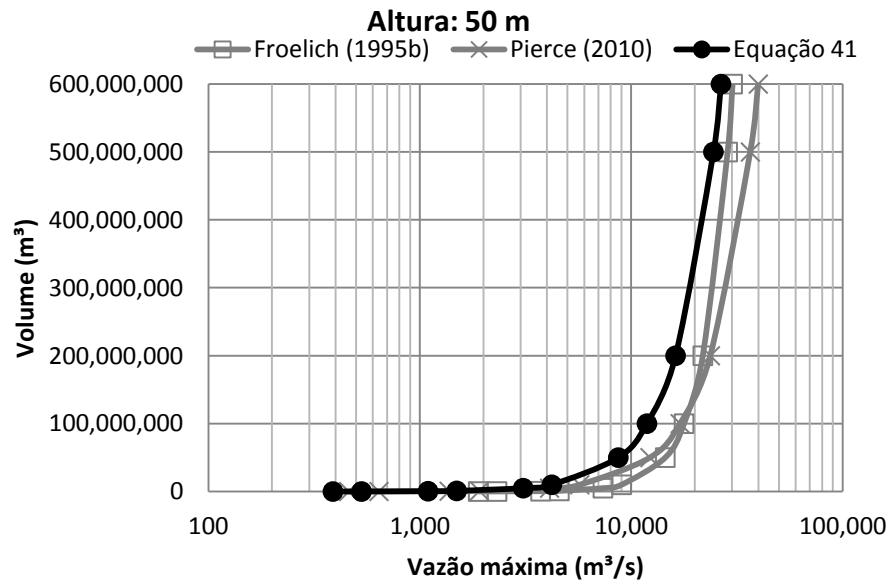
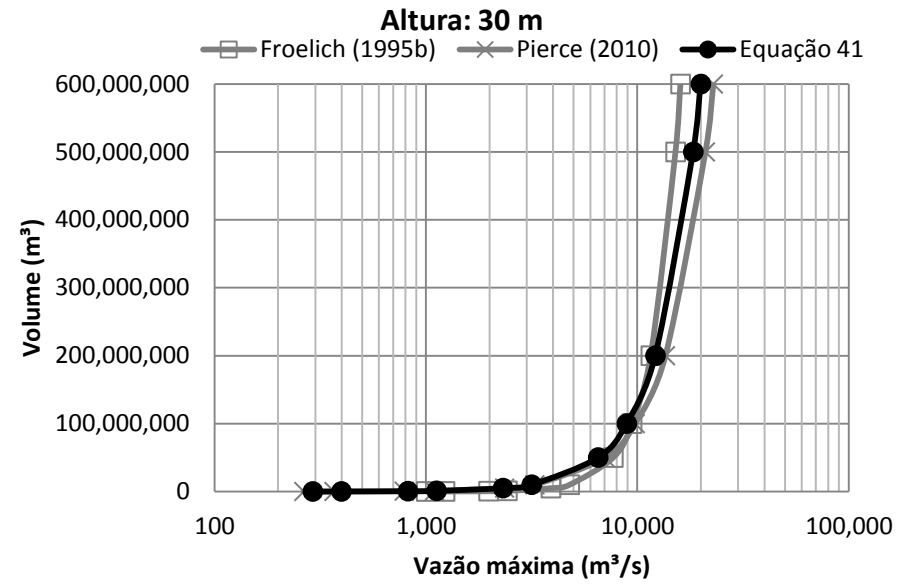
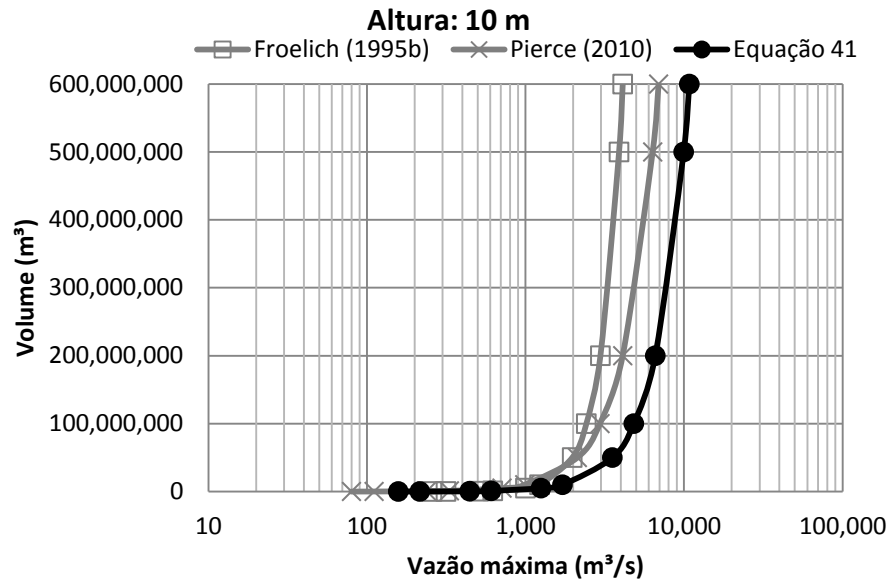


Figura 41: Volume versus vazão máxima no rompimento, para diferentes alturas constantes.

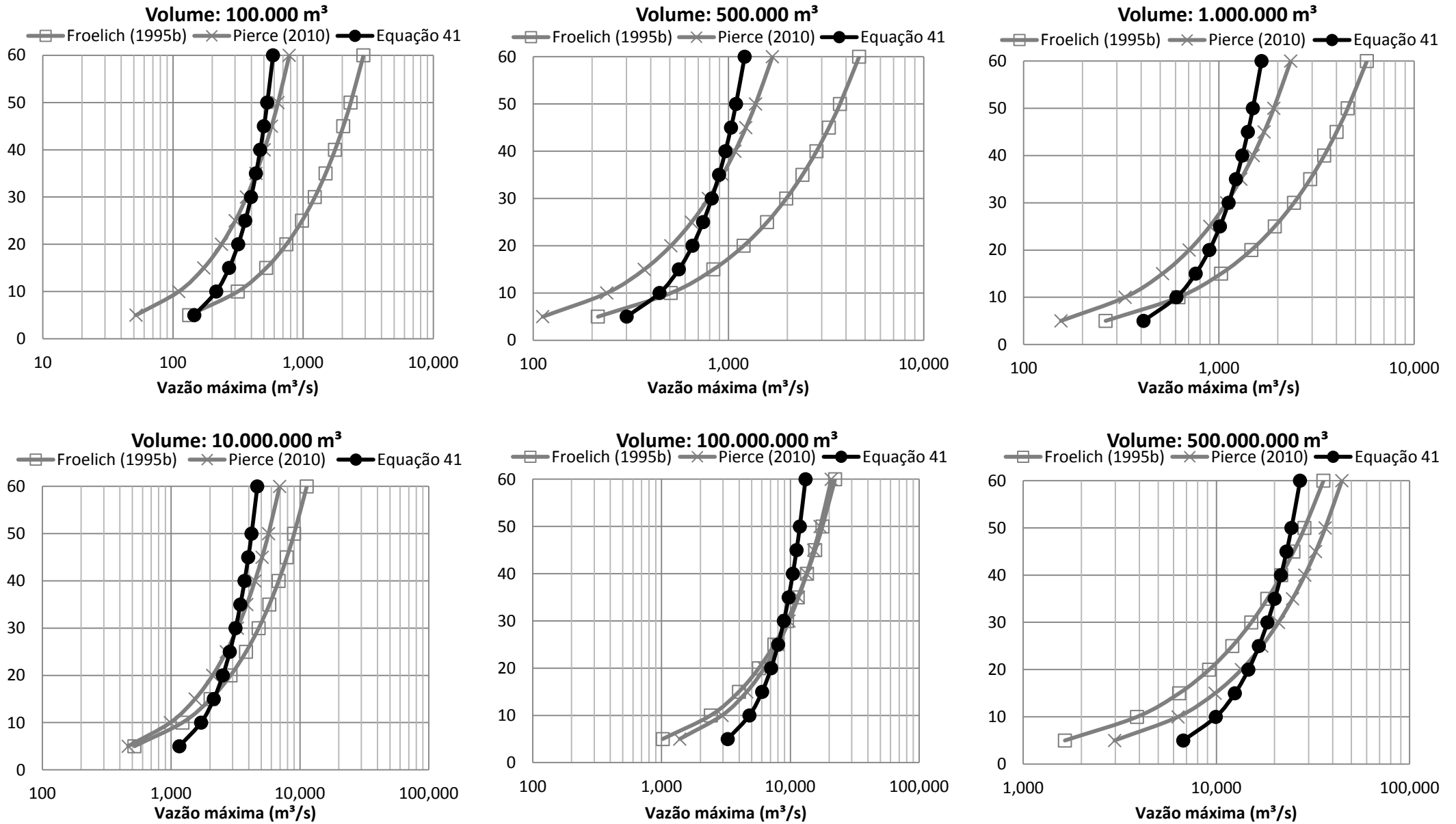


Figura 42: Altura versus vazão máxima no rompimento, para diferentes volumes constantes.

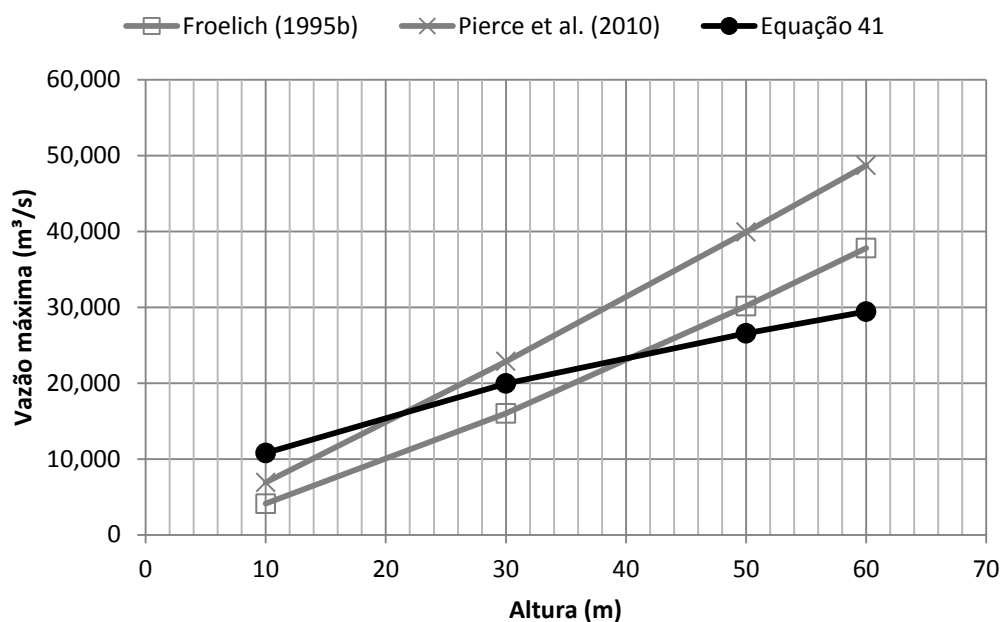


Figura 43: Vazão máxima possível para diferentes alturas.

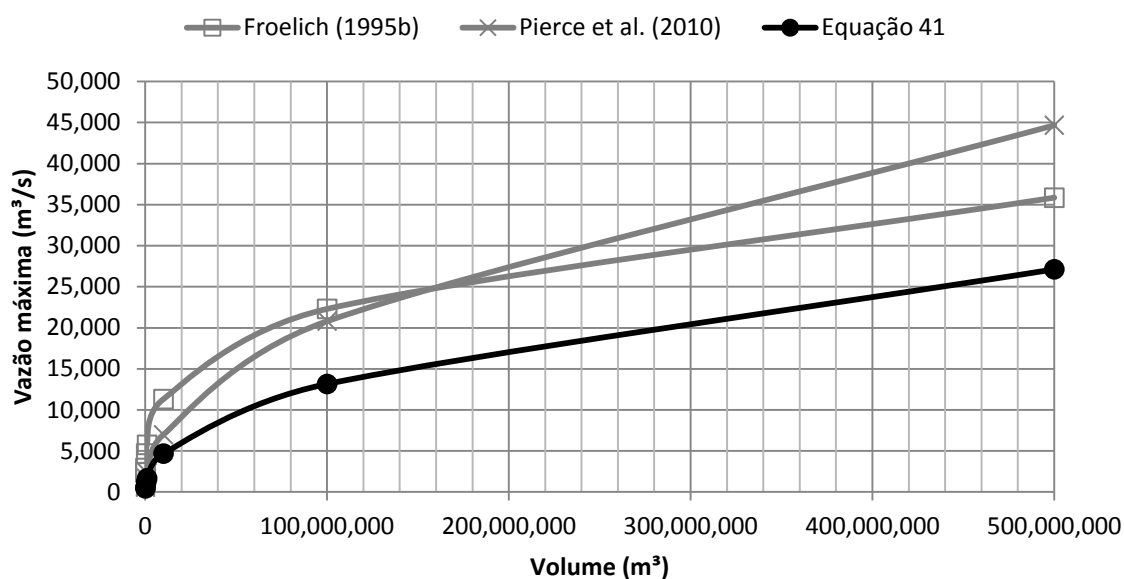


Figura 44: Vazão máxima possível para diferentes volumes.

Entende-se que a diferença entre os comportamentos das equações analisadas seja decorrente das peculiaridades entre os acidentes considerados, uma vez que, para todas as equações, as técnicas de regressão utilizadas foram semelhantes. Neste sentido, ressalta-se que a Equação 41 deva ser utilizada apenas nos casos que estejam em conformidade com os limites de construção desta.

Quando, utilizando os dados dos acidentes indicados na Tabela 19, comparam-se os resultados provenientes das equações de Froehlich (1995b), Pierce et al. (2010) e da Equação 41, percebe-se que, de modo geral, as vazões máximas indicadas por esta estão muito próximas ou entre os limites das outras duas equações, conforme indicado na Figura 45.

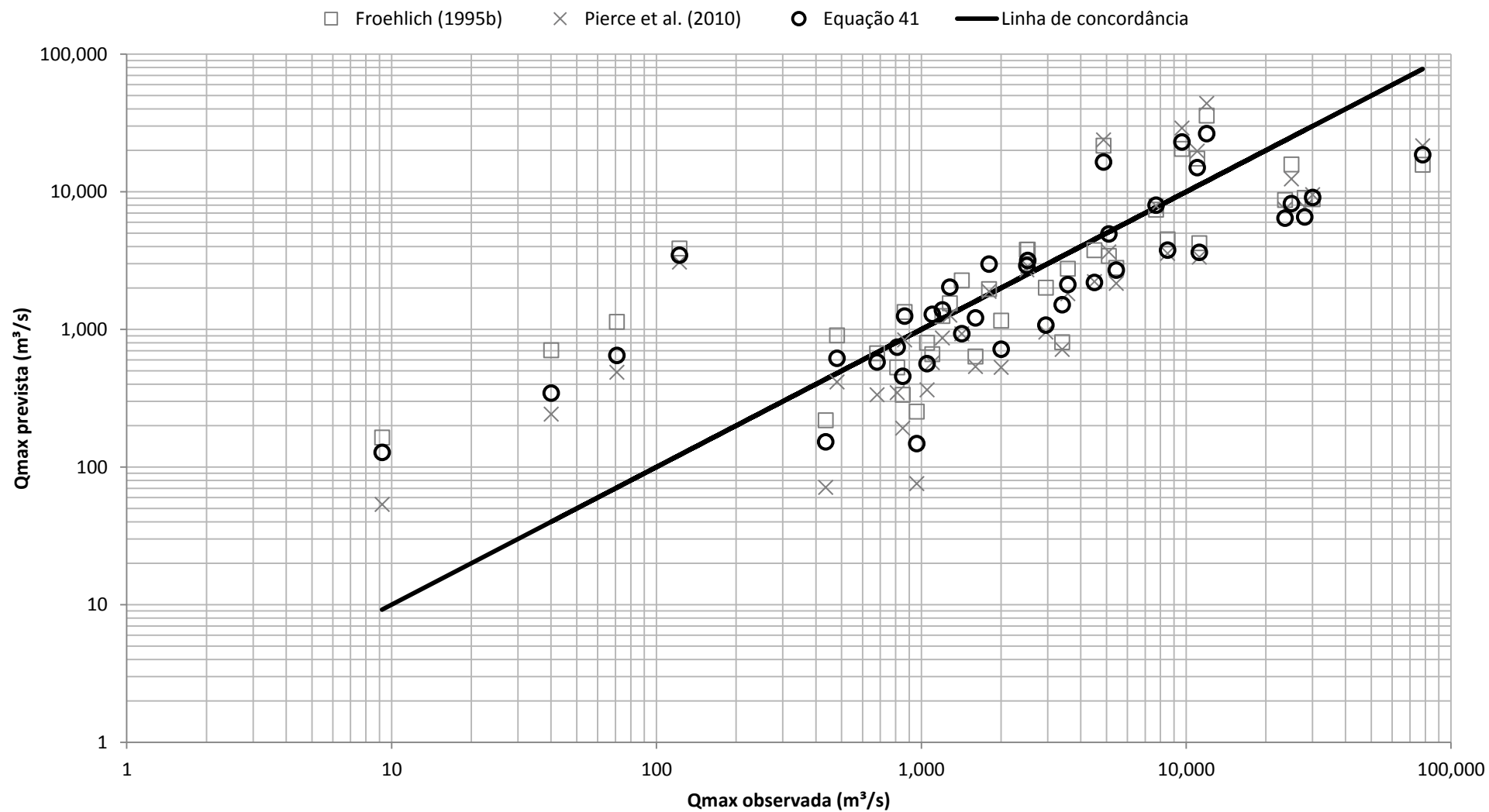


Figura 45: Vazão máxima observada versus prevista, para os dados da Tabela 19, segundo diferentes equações.

## 6.2 ETAPA 2 – PROPAGAÇÃO DO HIDROGRAMA

Esta etapa compreende a propagação do hidrograma proveniente dos estudos de *Dam Break* nas seções transversais a jusante do vale de cada barragem, com o objetivo de testar o comportamento das metodologias simplificadas no que diz respeito ao amortecimento do hidrograma. Os hidrogramas que serviram como dados de entrada nesta etapa foram aqueles indicados nos relatórios de *Dam Break*, representados na Figura 29 de acordo com a metodologia de Mascarenhas (1990).

### 6.2.1 ANÁLISES A1 À A4

Conforme indicado na Figura 38, estas análises compreendem os estudos realizados na Barragem “A”, aplicando-se a metodologia LNEC, segundo duas declividades e dois coeficientes de Manning distintos, totalizando quatro simulações.

Aplicando a metodologia LNEC, indicada por Melo (2015), e comparando os resultados obtidos com os resultados provenientes do *software* HEC-RAS, elaboraram-se três gráficos de modo a identificar as vazões, profundidades e larguras máximas atingidas em cada seção transversal analisada, apresentados, respectivamente, na Figura 46, na Figura 48 e na Figura 50.

De modo a analisar a diferença entre os resultados obtidos pela metodologia LNEC e pelo *software* HEC-RAS, elaboraram-se três gráficos de modo a identificar o quociente entre os resultados das metodologias, identificando a relação entre as vazões, profundidades e larguras máximas atingidas nas seções transversais do vale a jusante. Estes resultados estão indicados na Figura 47, na Figura 49 e na Figura 51.

Nestes casos, atenta-se ao fato de que, uma vez que os resultados do *software* HEC-RAS estão alocados no denominador do quociente, entende-se que os valores obtidos superiores à unidade podem ser descritos como “favoráveis à segurança”. Inversamente, caso os valores obtidos sejam inferiores à unidade, estes serão indicados como “desfavoráveis à segurança”. Notoriamente, resultados próximos à unidade indicam que ambas as metodologias, simplificada e numérica, obtiveram valores semelhantes. Entretanto, alerta-se que as denominações “favorável” ou

“desfavorável à segurança” não afirmam que os resultados da metodologia simplificada frente aos da metodologia numérica sejam mais ou menos corretos, mas sim, apenas indica que os valores obtidos com o uso da metodologia simplificada resultaram superiores ou inferiores quando comparados aos resultados do *software*.

Quanto às vazões máximas atingidas nas seções transversais do vale a jusante, a Figura 46 indica que, em suma, a aplicação da metodologia LNEC resultou em vazões superiores àquelas obtidas por meio do uso do *software*, uma vez que a metodologia simplificada não considera todos os elementos responsáveis pelo amortecimento da onda de cheia, se comparada com a metodologia numérica. Entre as distâncias de 3 km e 6 km, percebe-se que o quociente entre as vazões permaneceu aproximadamente constante e igual a 1,70, tendendo a aumentar na medida com que a seção transversal analisada se afasta da seção da barragem.

A maior diferença encontrada entre os resultados de vazão máxima de ambas as metodologias foi justamente na seção transversal mais distante da barragem (Seção N, a 7.690 m da barragem), conforme pode ser mais bem observado analisando-se a Figura 47, cujo quociente resultou em 2,30.

A expressiva diferença entre as vazões obtidas para a última seção transversal analisada pode ser explicada parcialmente pelo fato de a jusante da Seção N existir um reservatório natural, responsável por amortecer consideravelmente o pico de vazão obtido no modelo HEC-RAS, diferentemente do que ocorre com a estimativa do valor obtido pelo método LNEC, uma vez que não leva em conta esse amortecimento.

Além disso, a utilização da Equação 34, responsável por estimar a distância máxima a jusante afetada pelo rompimento da barragem, de acordo com a metodologia exposta por Melo (2015), resulta em 7 km. Dessa forma, uma vez que a Seção N se encontra 7.690 m a jusante da barragem, assume-se que a validade do método de propagação LNEC seja até a Seção M.

Atenta-se ao fato de que, uma vez que a metodologia LNEC é função apenas da vazão máxima na seção da barragem, do volume do reservatório e da posição da seção no vale, as vazões máximas para cada seção transversal resultaram idênticas para as análises A1 à A4.



Diferentemente do caso das vazões máximas, as profundidades e larguras máximas atingidas nas seções transversais são função não apenas da vazão máxima obtida, como também das características do vale e da seção transversal, traduzidas pela declividade do talvegue, pelo coeficiente de Manning, entre outros. Sendo assim, para cada uma das quatro análises (A1 à A4), obtêm-se valores de profundidade e largura máxima distintos, conforme pode ser observado na Figura 48 e Figura 50.

Para o caso das profundidades máximas, analisando-se a Figura 48 e a Figura 49 percebe-se que, em suma, nas primeiras quatro seções transversais (seções A à D) e nas duas últimas (seções M e N), os resultados das análises A1 à A4 foram inferiores àqueles resultantes do *software* HEC-RAS, podendo atingir valores até 40% menores (seção D, quociente de 0,60). Já para as seções E à L, a utilização da metodologia LNEC levou a resultados superiores ou ligeiramente inferiores àqueles indicados no *software*.

O comportamento observado nas profundidades máximas reflete, automaticamente, nos resultados de profundidade máxima, tendo as seções intermediárias (seções E à L) resultado em larguras máximas superiores ou próximas àquelas apontadas pelo *software*, conforme pode ser visto na Figura 50 e na Figura 51.

Analisando-se puramente os resultados de A1 à A4, sem compará-los com os resultados do *software*, percebe-se que embora sejam muito semelhantes, pequenas alterações na declividade da linha de energia ( $S$ ), que é tomada como igual à declividade do talvegue ( $S_0$ ), ou no coeficiente de Manning ( $n$ ), podem refletir em diferenças nos resultados de profundidades e larguras máximas de cerca de 20%, como pode ser visto na Figura 49 e na Figura 51.

Ainda analisando apenas as relações entre A1 à A4, percebe-se que as médias dos quocientes de resultados de profundidade e largura máxima atingidas nas seções transversais estão todas muito próximas de 1,00, sendo assim, entende-se que ora os resultados são favoráveis, ora desfavoráveis à segurança, entretanto, em média, estão próximos daqueles dados pelo *software* HEC-RAS.

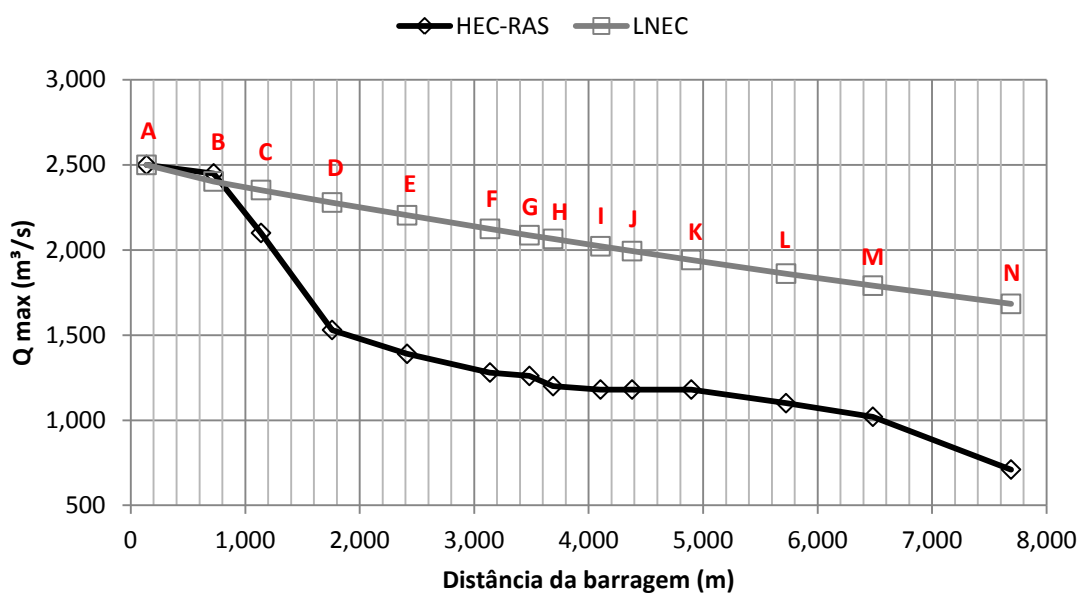


Figura 46: Vazões máximas segundo HEC-RAS e de acordo com a metodologia LNEC, para a Barragem "A".

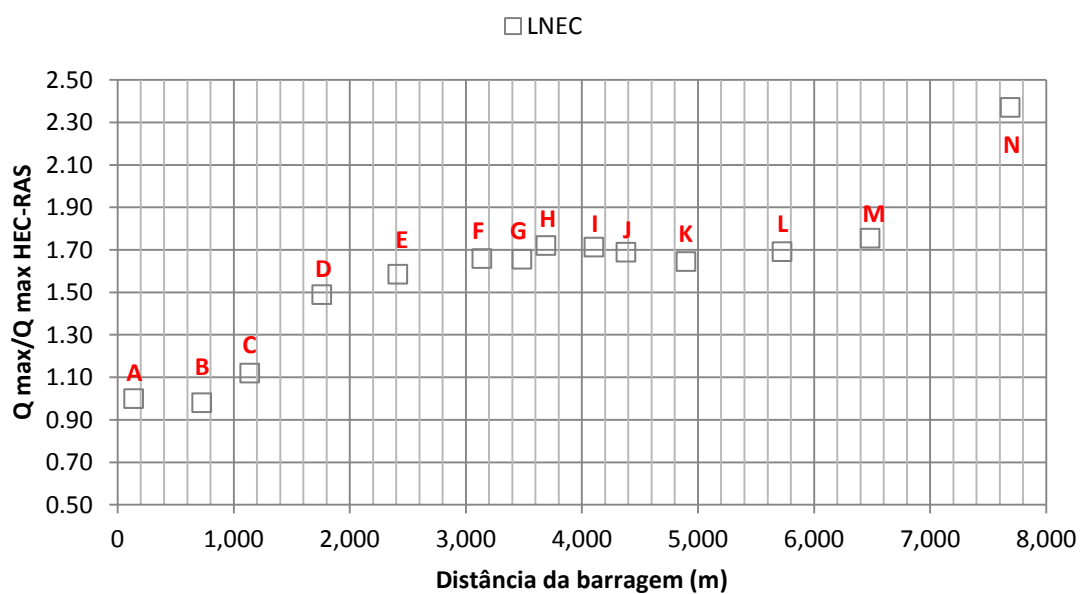


Figura 47: Quociente entre as vazões da metodologia LNEC e segundo HEC-RAS, para a Barragem "A".

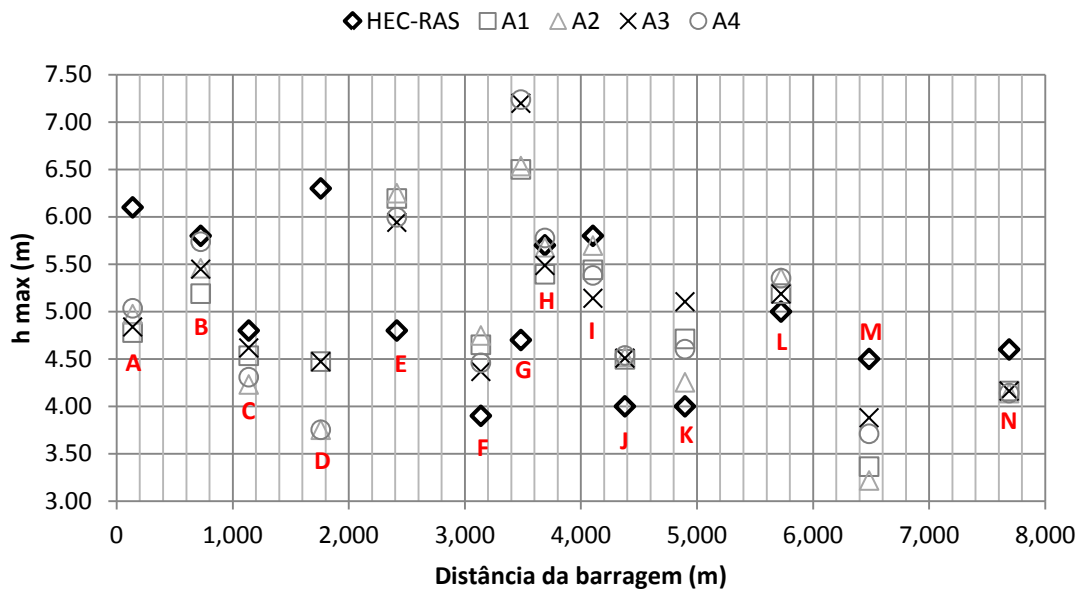


Figura 48: Profundidades máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4.

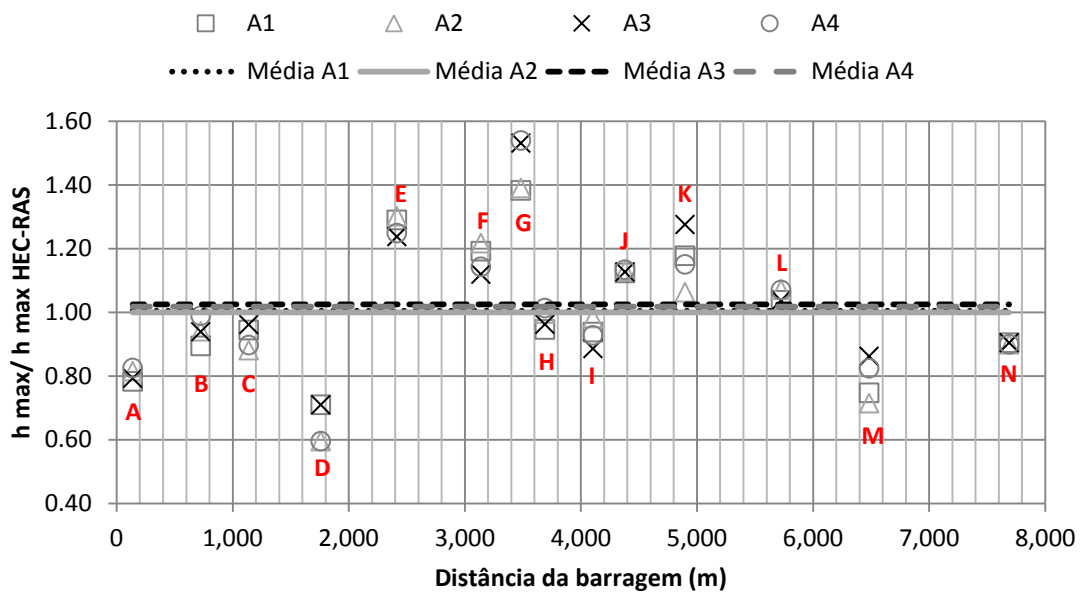


Figura 49: Quociente entre profundidades máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4.

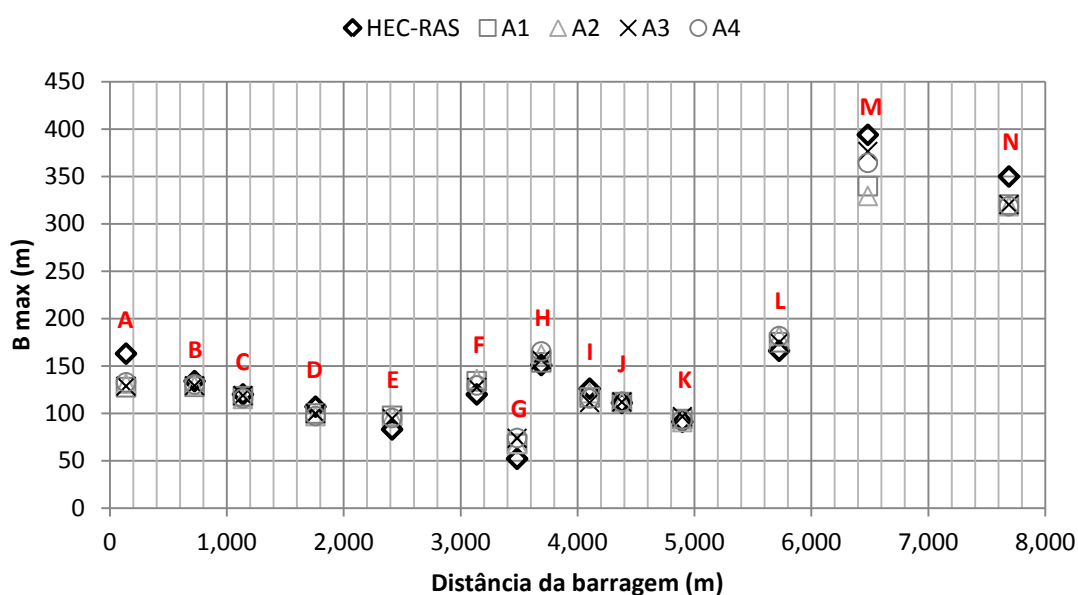


Figura 50: Larguras máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4.

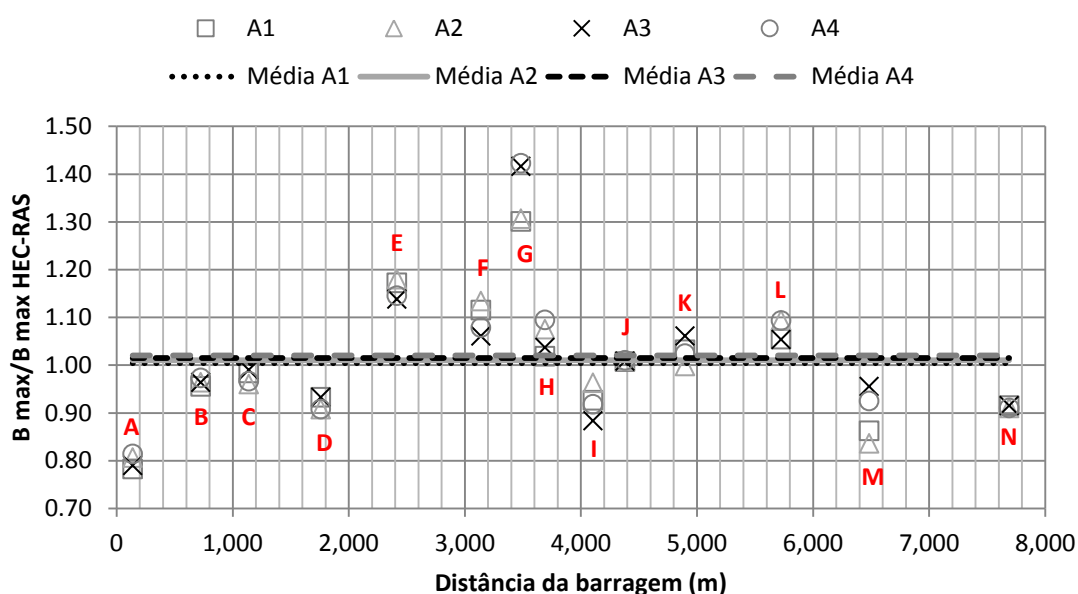


Figura 51: Quociente entre larguras máximas segundo HEC-RAS e metodologia LNEC, análises A1 à A4.

De modo a facilitar a visualização dos resultados de profundidades máximas atingidas nas seções transversais em análise, elaboraram-se gráficos representativos, expostos na Figura 52 à Figura 55. Tais figuras apresentam os mesmos resultados já inseridos na Figura 48, entretanto agora representados em cada uma das respectivas seções transversais. Além disso, a Tabela 26 apresenta um compilado entre todos os resultados já apresentados das análises A1 à A4.

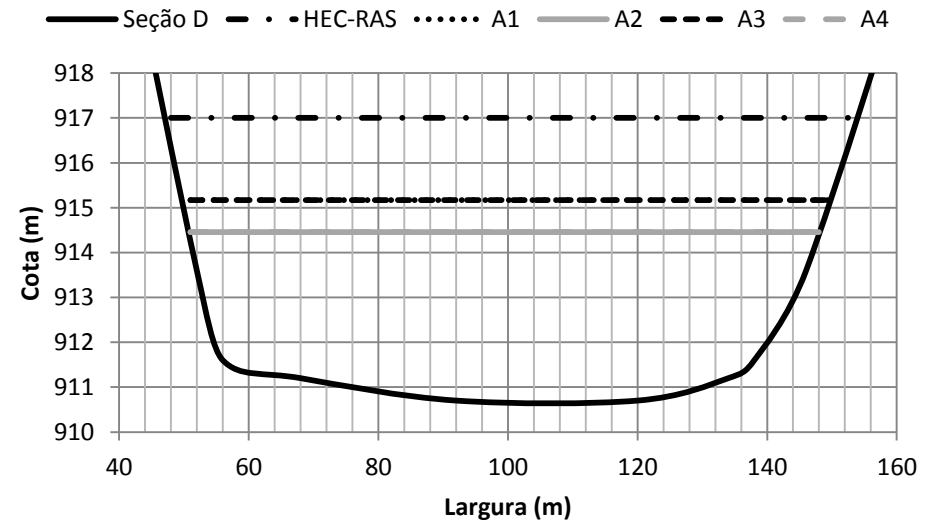
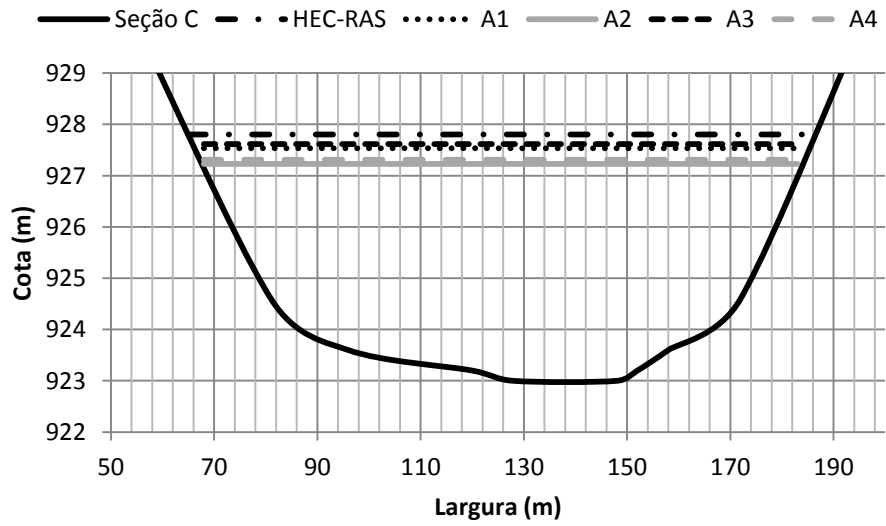
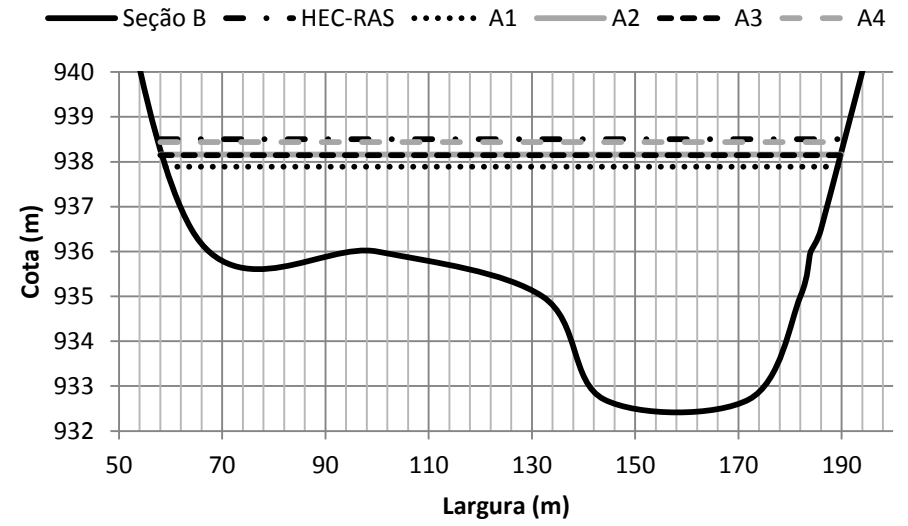
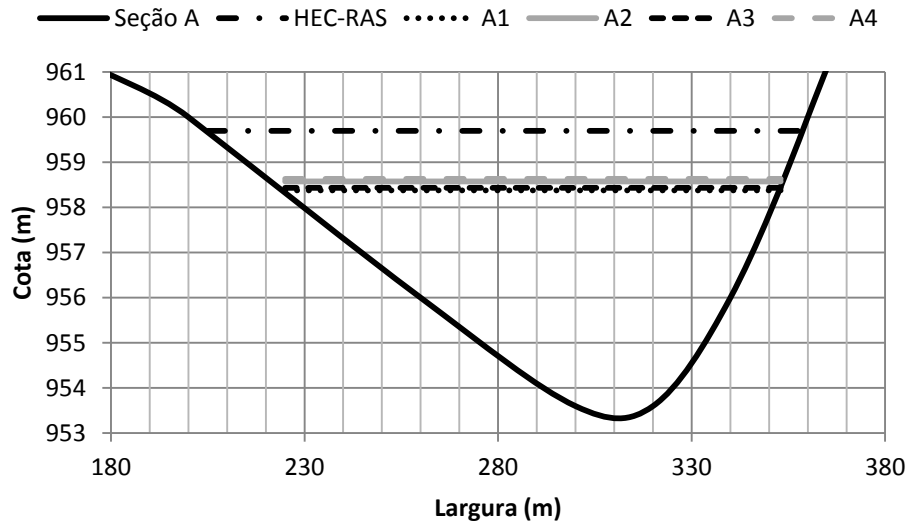


Figura 52: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções A à D.

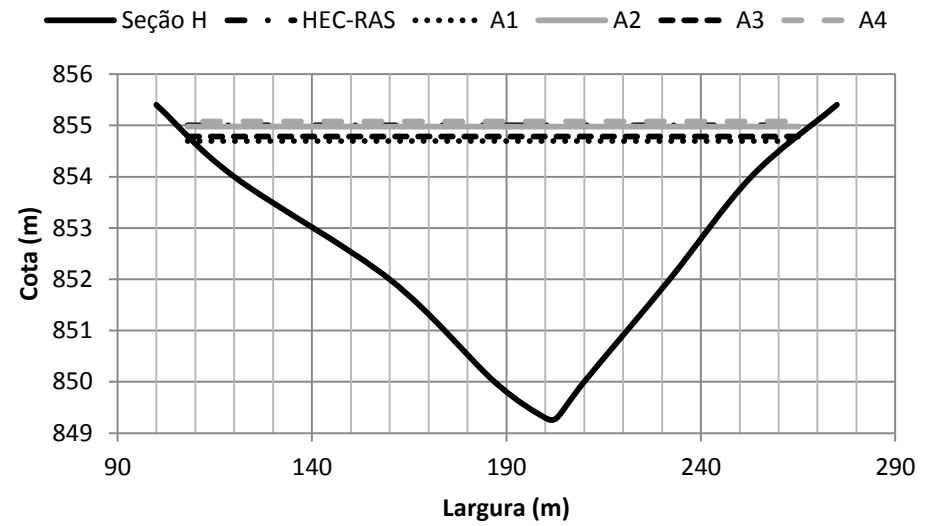
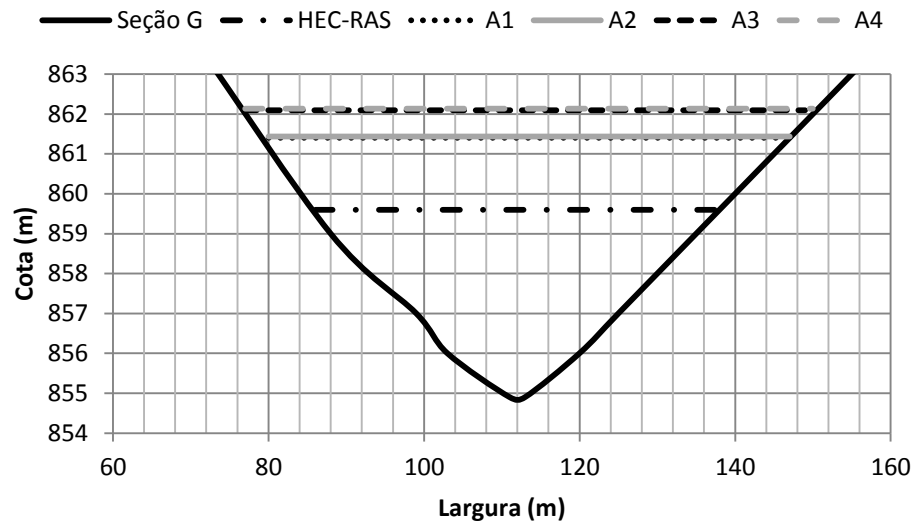
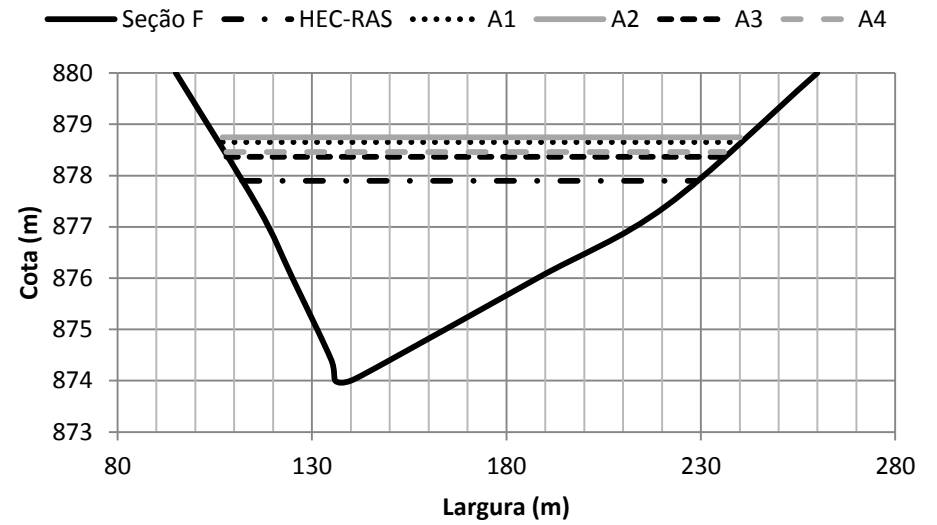
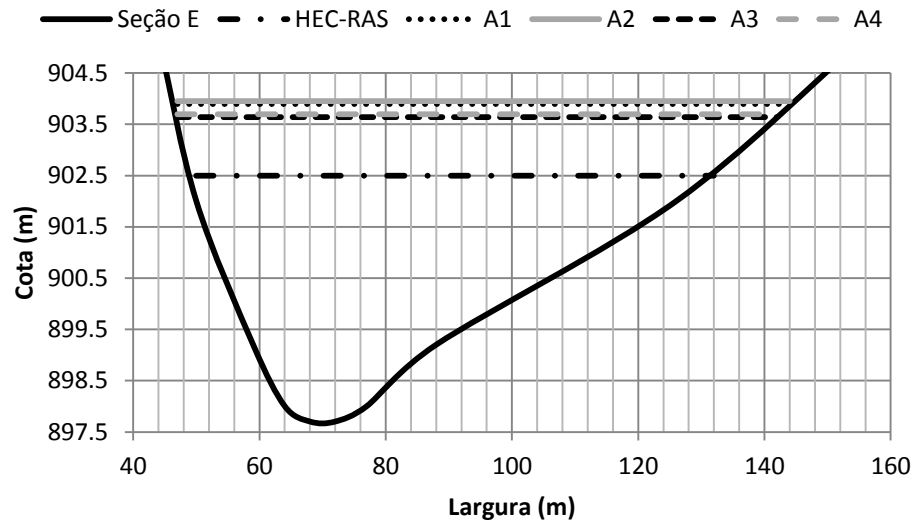


Figura 53: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções E à H.

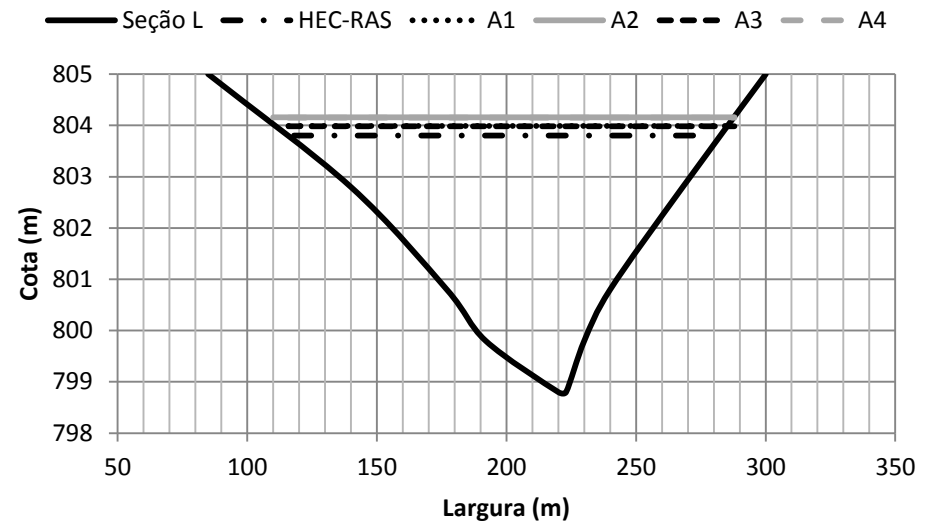
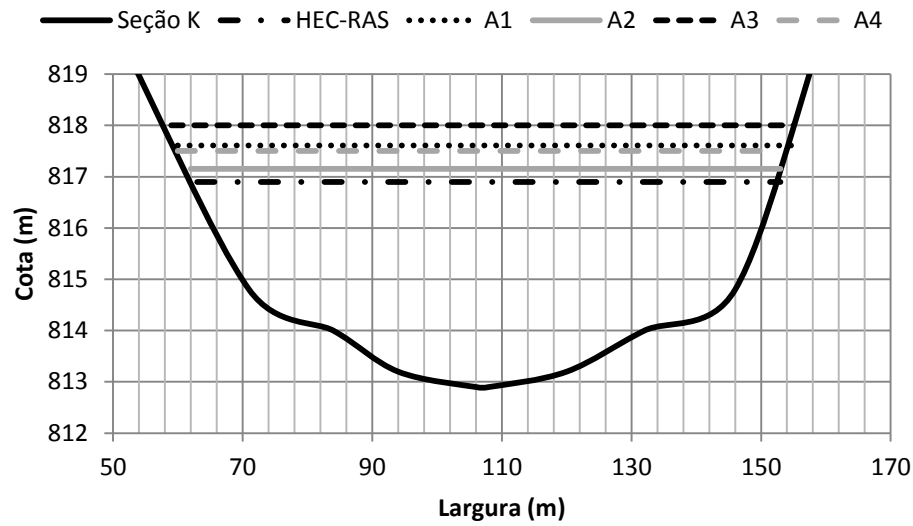
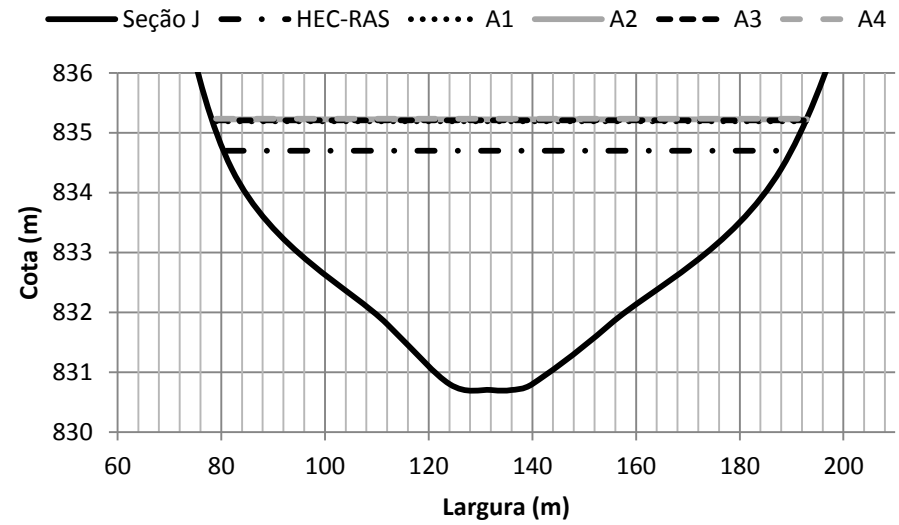
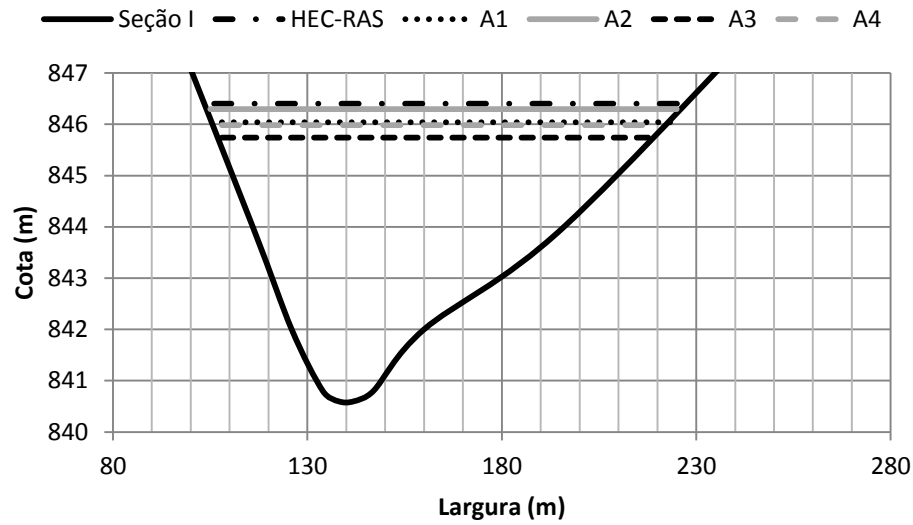


Figura 54: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções I à L.

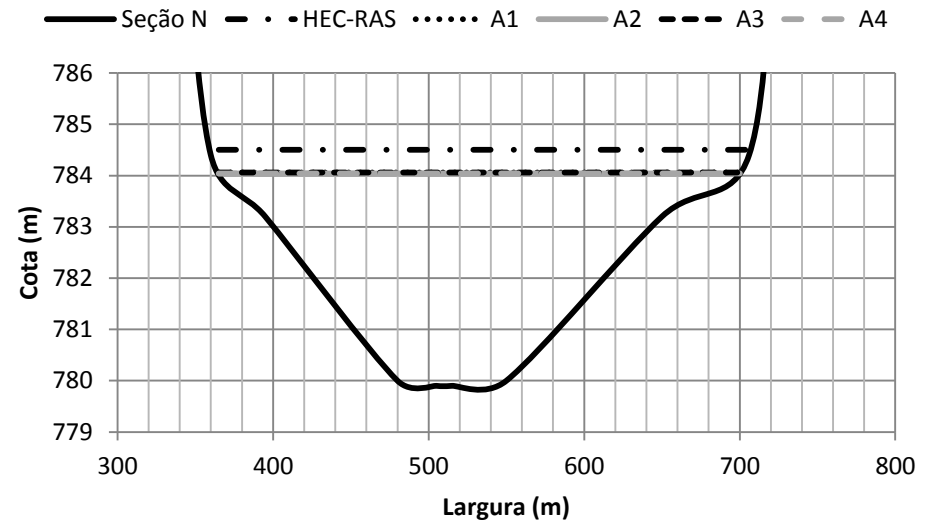
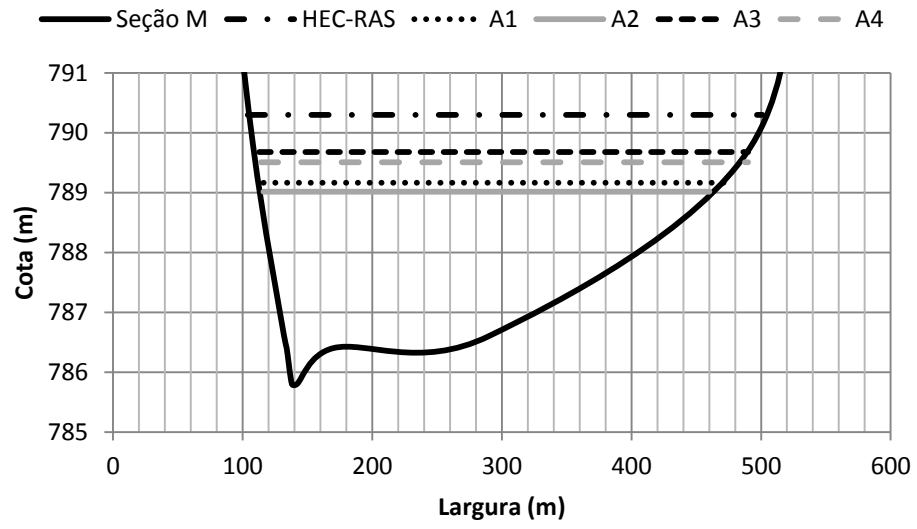


Figura 55: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A1 à A4 – Seções M e N.



Tabela 26: Compilado das análises A1 à A4.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	2.500	2.450	2.100	1.530	1.390	1.280	1.260	1.200	1.180	1.180	1.180	1.100	1.020	710
	hmax (m)	6,10	5,80	4,80	6,30	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	4,50	4,60
	Bmax (m)	163	134	120	107	83	120	52	151	126	111	91	166	394	350
A1	S (m/m)	0,038	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,78	5,19	4,53	4,47	6,19	4,65	6,50	5,39	5,44	4,50	4,71	5,19	3,36	4,16
	hmax/hmax HEC-RAS	0,78	0,89	0,94	0,71	1,29	1,19	1,38	0,95	0,94	1,12	1,18	1,04	0,75	0,90
	Bmax (m)	128	128	118	100	97	134	68	154	117	112	94	175	340	320
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,78	0,96	0,98	0,93	1,17	1,12	1,30	1,02	0,93	1,01	1,03	1,05	0,86	0,92
A2	S (m/m)	0,038	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,97	5,46	4,23	3,75	6,25	4,75	6,54	5,68	5,70	4,52	4,25	5,36	3,22	4,14
	hmax/hmax HEC-RAS	0,82	0,94	0,88	0,60	1,30	1,22	1,39	1,00	0,98	1,13	1,06	1,07	0,71	0,90
	Bmax (m)	131	129	115	97	98	136	68	162	121	112	91	182	329	319
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,81	0,96	0,96	0,91	1,18	1,13	1,31	1,08	0,96	1,01	1,00	1,09	0,84	0,91
A3	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,84	5,45	4,62	4,47	5,94	4,37	7,20	5,49	5,14	4,51	5,10	5,19	3,88	4,16
	hmax/hmax HEC-RAS	0,79	0,94	0,96	0,71	1,24	1,12	1,53	0,96	0,89	1,13	1,28	1,04	0,86	0,90
	Bmax (m)	129	129	119	100	94	127	74	157	111	112	97	175	376	320
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,79	0,96	0,99	0,93	1,14	1,06	1,42	1,04	0,88	1,01	1,06	1,05	0,96	0,92
A4	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	5,03	5,74	4,31	3,75	6,00	4,46	7,24	5,78	5,38	4,54	4,60	5,35	3,71	4,14
	hmax/hmax HEC-RAS	0,83	0,99	0,90	0,60	1,25	1,14	1,54	1,01	0,93	1,13	1,15	1,07	0,82	0,90
	Bmax (m)	133	130	116	97	95	129	74	165	116	112	93	182	364	319
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,81	0,97	0,97	0,91	1,15	1,08	1,42	1,09	0,92	1,01	1,02	1,09	0,92	0,91

Sugere-se que, parcialmente, um dos motivos pela grande diferença entre os resultados de cota máxima atingida seja devido ao fato de as características das seções transversais serem significativamente distintas, além de as declividades do talvegue a jusante apresentarem mudanças de inclinação.

Devido a isso evidencia-se a importância das análises A5 à A8, uma vez que estas objetivam utilizar a metodologia simplificada de propagação apenas no trecho onde as seções transversais e o talvegue assumem características semelhantes e aproximadamente constantes. Esta análise está apresentada e discutida na sequência.

### 6.2.2 ANÁLISES A5 À A8

As análises A5 à A8 compreendem análise semelhante à realizada em A1 à A4, entretanto agora com início na seção transversal E e término na seção L. Neste trecho, as características de largura média de seção transversal, bem como declividade média do talvegue, são aproximadamente constantes e próximas às características médias de cada seção transversal analisada, conforme indicado na Tabela 22 e na Tabela 27.

Tabela 27: Características médias das seções transversais E à L.

Largura média da seção transversal (m)	Declividade média do talvegue (m/m)
90,00	0,030

Para as análises A5 à A8, a Tabela 28 apresenta um compilado dos resultados de vazões, profundidades e larguras máximas atingidas, para cada seção transversal analisada, bem como o quociente entre estes resultados e aqueles provenientes do *software* HEC-RAS, a exemplo das análises já apresentadas em A1 à A4. As figuras resultantes das análises A5 à A8, por sua vez, estão apresentadas no Apêndice 2: Resultados das análises A5 à A8.

Tabela 28: Compilado de resultados das análises A5 à A8.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.280	1.260	1.200	1.180	1.180	1.180	1.100	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	83	120	52	151	126	111	91	166	-	-
A5	S (m/m)	-	-	-	-	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.326	1.303	1.290	1.263	1.245	1.212	1.162	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,04	1,03	1,07	1,07	1,06	1,03	1,06	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	5,16	3,88	5,38	4,52	4,52	3,75	3,77	4,32	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,07	1,00	1,14	0,79	0,78	0,94	0,94	0,86	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	86	116	58	128	100	106	88	141	-	-
	Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,03	0,97	1,11	0,84	0,79	0,96	0,96	0,85	-	-
A6	S (m/m)	-	-	-	-	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,065	0,047	0,063	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.326	1.303	1.290	1.263	1.245	1.212	1.162	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,04	1,03	1,07	1,07	1,06	1,03	1,06	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	5,20	3,96	5,41	4,76	4,73	3,77	3,42	4,47	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,08	1,02	1,15	0,84	0,81	0,94	0,85	0,89	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	86	118	58	135	104	107	85	147	-	-
	Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,04	0,98	1,12	0,89	0,82	0,96	0,94	0,88	-	-
A7	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.326	1.303	1.290	1.263	1.245	1.212	1.162	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,04	1,03	1,07	1,07	1,06	1,03	1,06	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	4,96	3,65	5,95	4,60	4,27	3,76	4,07	4,32	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,03	0,94	1,27	0,81	0,74	0,94	1,02	0,86	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	83	111	63	130	96	106	90	141	-	-
	Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	0,92	1,21	0,86	0,76	0,96	0,98	0,85	-	-
A8	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,065	0,047	0,063	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.326	1.303	1.290	1.263	1.245	1.212	1.162	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,04	1,03	1,07	1,07	1,06	1,03	1,06	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	5,00	3,73	5,98	4,85	4,47	3,78	3,69	4,47	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,04	0,96	1,27	0,85	0,77	0,95	0,92	0,89	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	84	113	63	137	99	107	87	146	-	-
	Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,01	0,94	1,22	0,91	0,79	0,96	0,96	0,88	-	-

Quanto às vazões máximas nas seções transversais, pela Tabela 28, percebe-se que o maior quociente encontrado foi de 1,07 (seções H e I), indicando que os resultados obtidos pela metodologia LNEC foram muito semelhantes àqueles indicados no *software*, e sempre favoráveis à segurança. Estes resultados podem ser mais bem identificados na Figura 63 do Apêndice 2: Resultados das análises A5 à A8.

Analisando-se a Tabela 28 e a Figura 63, no caso das profundidades máximas, o maior quociente encontrado entre as análises A5 e A8 foi de 1,27, ao passo que o menor foi de 0,74, estando a média entre os quocientes próxima de 0,95. Para as larguras superficiais máximas, o maior quociente obtido foi de 1,22 e o menor de 0,79, estando a média entre os quocientes também próxima de 0,95.

Deste modo, percebe-se que a utilização da metodologia simplificada em trechos cujas características do vale são aproximadamente uniformes (A5 à A8) resultou em quocientes mais próximos de 1,00 e, portanto, mais compatíveis com os resultados do *software*, conforme já identificado e também exposto na Tabela 29, que apresenta o paralelo entre os quocientes máximos para as análises A1 à A8.

Tabela 29: Análises A1 à A4 versus Análises A5 à A8.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos		
	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$
A1 à A4	2,37	1,54	1,42	0,98	0,60	0,78
A5 à A8	1,07	1,27	1,22	1,00	0,74	0,79

### 6.2.3 ANÁLISES A9 À A12

Conforme indicado na Figura 38, estas análises compreendem os estudos realizados na Barragem “A”, aplicando-se a metodologia de Muskingum-Cunge, segundo duas declividades e dois coeficientes de Manning distintos, totalizando quatro simulações.

A Tabela 30 apresenta a reunião dos resultados das análises A9 à A12, que também podem ser verificados no Apêndice 3: Resultados das análises A9 à A12.

Tabela 30: Compilado de resultados das análises A9 à A12.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	2500	2450	2100	1530	1390	1280	1260	1200	1180	1180	1180	1100	1020	710
	hmax (m)	6,10	5,80	4,80	6,30	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	4,50	4,60
	Bmax (m)	163	134	120	107	83	120	52	151	126	111	91	166	394	350
A9	S (m/m)	0,036	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2500	2448	2416	2372	2330	2289	2272	2261	2242	2229	2207	2174	2147	2107
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,00	1,15	1,55	1,68	1,79	1,80	1,88	1,90	1,89	1,87	1,98	2,10	2,97
	hmax (m)	4,84	5,23	4,60	4,57	6,33	4,79	6,73	5,58	5,67	4,70	5,01	5,50	3,63	4,58
	hmax/hmax HEC-RAS	0,79	0,90	0,96	0,73	1,32	1,23	1,43	0,98	0,98	1,18	1,25	1,10	0,81	1,00
	Bmax (m)	129	128	119	100	99	137	70	159	121	113	96	187	359	347
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,79	0,96	0,99	0,94	1,19	1,14	1,34	1,06	0,96	1,02	1,05	1,13	0,91	0,99
A10	S (m/m)	0,036	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.448	2.416	2.372	2.330	2.289	2.272	2.261	2.242	2.229	2.207	2.174	2.147	2.107
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,00	1,15	1,55	1,68	1,79	1,80	1,88	1,90	1,89	1,87	1,98	2,10	2,97
	hmax (m)	5,03	5,50	4,29	3,83	6,39	4,89	6,76	5,87	5,94	4,73	4,52	5,68	3,47	4,56
	hmax/hmax HEC-RAS	0,83	0,95	0,89	0,61	1,33	1,25	1,44	1,03	1,02	1,18	1,13	1,14	0,77	0,99
	Bmax (m)	133	129	116	97	100	139	70	168	126	114	93	194	348	346
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,81	0,97	0,96	0,91	1,20	1,16	1,34	1,11	1,00	1,02	1,02	1,17	0,88	0,99
A11	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2.500	2.447	2.415	2.370	2.328	2.288	2.270	2.260	2.241	2.228	2.206	2.174	2.147	2.108
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,00	1,15	1,55	1,68	1,79	1,80	1,88	1,90	1,89	1,87	1,98	2,11	2,97
	hmax (m)	4,84	5,49	4,68	4,57	6,07	4,49	7,45	5,67	5,35	4,72	5,43	5,50	4,16	4,58
	hmax/hmax HEC-RAS	0,79	0,95	0,97	0,73	1,27	1,15	1,58	1,00	0,92	1,18	1,36	1,10	0,93	1,00
	Bmax (m)	129	129	119	100	96	130	76	162	115	113	99	187	387	347
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,79	0,97	0,99	0,94	1,16	1,09	1,46	1,07	0,91	1,02	1,09	1,13	0,98	0,99
A12	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.447	2.415	2.370	2.328	2.288	2.270	2.260	2.241	2.228	2.206	2.174	2.147	2.108
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,00	1,15	1,55	1,68	1,79	1,80	1,88	1,90	1,89	1,87	1,98	2,11	2,97
	hmax (m)	5,03	5,78	4,37	3,83	6,13	4,59	7,49	5,97	5,61	4,75	4,90	5,67	4,01	4,56
	hmax/hmax HEC-RAS	0,83	1,00	0,91	0,61	1,28	1,18	1,59	1,05	0,97	1,19	1,22	1,13	0,89	0,99
	Bmax (m)	133	131	116	97	97	132	76	171	120	114	95	194	385	346
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,81	0,97	0,97	0,91	1,16	1,10	1,46	1,13	0,95	1,02	1,05	1,17	0,98	0,99

Para o caso das vazões máximas nas seções a jusante, esta metodologia apresentou comportamento semelhante à metodologia LNEC, entretanto com menor amortecimento do hidrograma de entrada, uma vez que o maior quociente encontrado entre os resultados da metodologia simplificada e do software foi de 2,97 (diferença bruta de 1.400 m<sup>3</sup>/s), sendo este referente à última seção transversal em análise (seção N).

No caso das profundidades máximas, o menor e maior quociente encontrado foi de, respectivamente, 0,61 e 1,59, estando a média entre todos os quocientes de profundidade na ordem de 1,05.

Já para as larguras máximas, o menor quociente foi de 0,79, ao passo que o quociente máximo resultou em 1,46, tendo a média entre os quocientes também atingido o valor de 1,05.

A Tabela 31 apresenta a comparação entre os resultados A1 à A4 e A9 à A12, de modo a identificar as principais diferenças encontradas nos quocientes extremos resultantes dos métodos LNEC e Muskingum-Cunge, respectivamente, para casos semelhantes. Pela Tabela 31 é possível identificar que, em suma, os quocientes extremos de ambas as metodologias resultaram semelhantes, embora a metodologia LNEC tenha apresentado, especialmente no caso dos quocientes máximos, valores ligeiramente mais próximos de 1,00 do que a metodologia de Muskingum-Cunge.

Tabela 31: Análises A1 à A4 versus Análises A9 à A12.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos		
	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>
A1 à A4	2,37	1,54	1,42	0,98	0,60	0,78
A9 à A12	2,97	1,59	1,46	1,00	0,61	0,79

#### 6.2.4 ANÁLISES A13 À A16

As análises A13 à A16 compreendem análise semelhante à realizada em A9 à A12, entretanto agora com início na seção E e término na seção L.

Para estas análises, de modo semelhante ao que ocorreu com a metodologia LNEC, os quocientes entre os resultados de vazão, profundidade e largura máxima,

relacionando-se a metodologia simplificada e a numérica, resultaram, de modo geral, mais próximos da unidade, conforme indicado na Tabela 32.

Tabela 32: Análises A9 à A12 *versus* Análises A13 à A16.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos		
	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$
A9 à A12	2,97	1,59	1,46	1,00	0,61	0,79
A13 à A16	1,19	1,29	1,23	1,00	0,75	0,77

Quando vislumbradas a Tabela 29 e a Tabela 32 percebe-se que, com relação às propagações que iniciam na seção E e se estendem até a seção L, embora os quocientes sejam semelhantes, a metodologia LNEC levou a quocientes ligeiramente mais próximos de 1,00, de modo geral, do que a metodologia de Muskingum-Cunge.

Os resultados completos das análises A13 à A16 estão apresentados na Tabela 33 e no Apêndice 4: Resultados das análises A13 à A16.

Tabela 33: Compilado de resultados das análises A13 à A16.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.280	1.260	1.200	1.180	1.180	1.180	1.100	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	83	120	52	151	126	111	91	166	-	-
A13	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1390	1366	1356	1351	1342	1336	1326	1313	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,07	1,08	1,13	1,14	1,13	1,12	1,19	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	4,96	3,93	5,46	4,60	4,62	3,85	3,93	4,54	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,03	1,01	1,16	0,81	0,80	0,96	0,98	0,91	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	83	117	59	130	102	107	89	149	-	-
Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	0,98	1,13	0,86	0,81	0,96	0,97	0,90	-	-	
A14	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.366	1.356	1.351	1.342	1.336	1.326	1.313	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,07	1,08	1,13	1,14	1,13	1,12	1,19	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	5,00	4,01	5,49	4,85	4,84	3,87	3,56	4,69	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,04	1,03	1,17	0,85	0,83	0,97	0,89	0,94	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	84	119	59	137	106	107	86	155	-	-
Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,01	0,99	1,13	0,91	0,84	0,97	0,95	0,94	-	-	
A15	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.364	1.354	1.349	1.339	1.333	1.323	1.309	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,07	1,07	1,12	1,13	1,13	1,12	1,19	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	4,96	3,69	6,04	4,68	4,37	3,86	4,24	4,53	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,03	0,95	1,29	0,82	0,75	0,96	1,06	0,91	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	83	112	64	132	97	107	91	149	-	-
Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	0,93	1,23	0,88	0,77	0,97	1,00	0,90	-	-	
A16	S (m/m)	-	-	-	-	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	-	-
	n Manning	-	-	-	-	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	-	-
	Qmax (m³/s)	-	-	-	-	1.390	1.364	1.354	1.349	1.339	1.333	1.323	1.309	-	-
	Qmax/Qmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,00	1,07	1,07	1,12	1,13	1,13	1,12	1,19	-	-
	hmax (m)	-	-	-	-	5,00	3,77	6,08	4,93	4,57	3,88	3,84	4,68	-	-
	hmax/hmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,04	0,97	1,29	0,86	0,79	0,97	0,96	0,94	-	-
	Bmax (m)	-	-	-	-	84	113	64	140	101	107	88	155	-	-
Bmax/Bmax HEC-RAS	-	-	-	-	1,01	0,95	1,23	0,93	0,80	0,97	0,97	0,93	-	-	



### 6.2.5 ANÁLISES A17 E A18

Estas análises dizem respeito ao uso do chamado NWS SMPDBK, publicado no ano de 1981, cuja metodologia utiliza ábacos próprios para a estimativa das vazões e profundidades ao longo do vale a jusante da barragem. Sendo assim, os resultados serão apresentados seguindo as etapas já indicadas em 4.1.4.2.

Inicialmente, estabeleceram-se canais simplificados no comprimento total analisado, aproximando as seções transversais a dois canais prismáticos, conforme sugere a metodologia. Para A17, o primeiro canal corresponde ao trecho entre as seções A e H, ao passo que o segundo canal corresponde ao trecho entre as seções I e N, conforme indicado na Figura 56. Para A18, o primeiro canal se estende da seção E até a seção H, e o segundo trecho corresponde às seções I à L, conforme Figura 57.

Na sequência, estabeleceu-se a profundidade observada na primeira seção transversal, conforme sugere o método, obtendo, para as análises em questão, os resultados expostos na Tabela 34, onde se percebe que a metodologia simplificada levou a resultados mais próximos aos do *software* quando aplicada em trechos mais uniformes (análise A18).

Tabela 34: Profundidades para a primeira seção analisada – A17 e A18.

Análise	Seção	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_{\max}$ (m)	$h_{\max}$ HEC-RAS (m)	Quociente
A17	A	2.500	4,91	6,10	0,80
A18	E	1.390	4,30	4,80	0,90

Tendo sido estabelecidos o canal prismático, bem como a profundidade máxima na primeira seção, é possível dar início ao processo de propagação da vazão pelo vale a jusante, com o auxílio das curvas adimensionais próprias da metodologia NWS SMPDBK, apresentadas no Anexo A. Entretanto, tanto para A17 quanto para A18, o Número de Froude do escoamento (F) resultou maior do que 0,75, não sendo possível, portanto, a utilização das curvas propostas por esta metodologia.

Dessa forma, a utilização da metodologia NWS SMPDBK, para este caso, avança apenas até esta etapa.

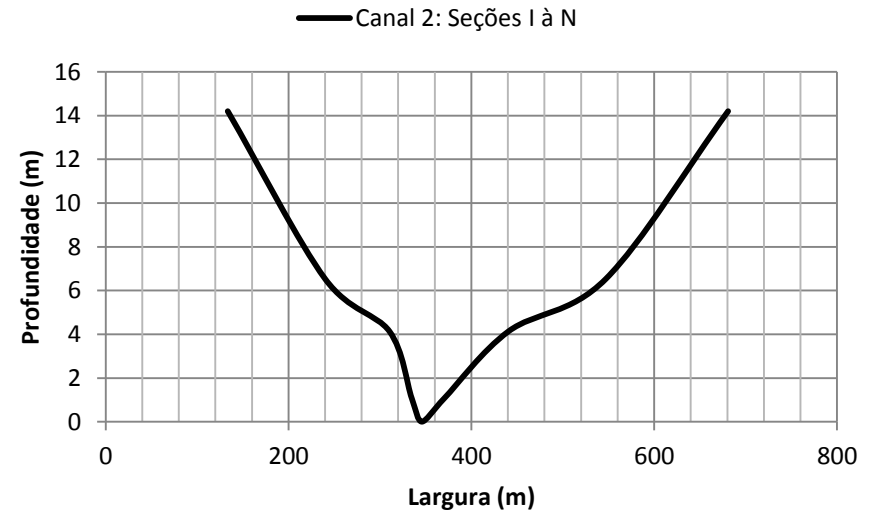
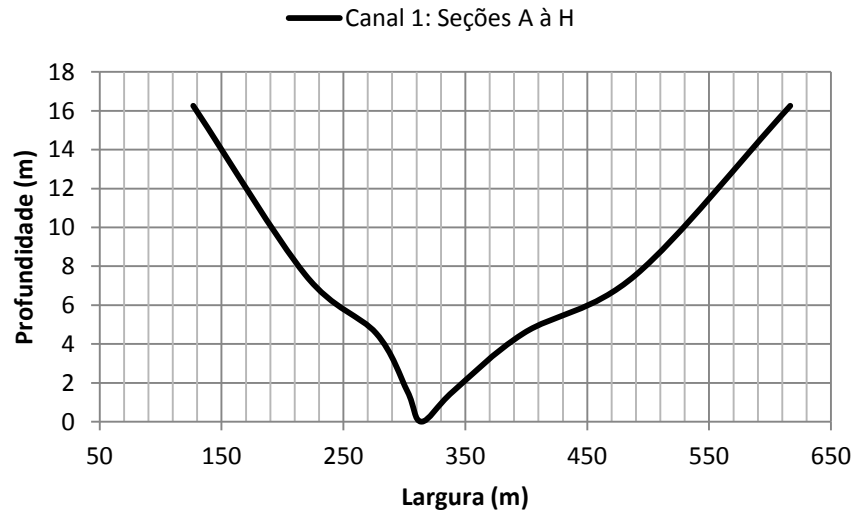


Figura 56: Canais prismáticos da análise A17.

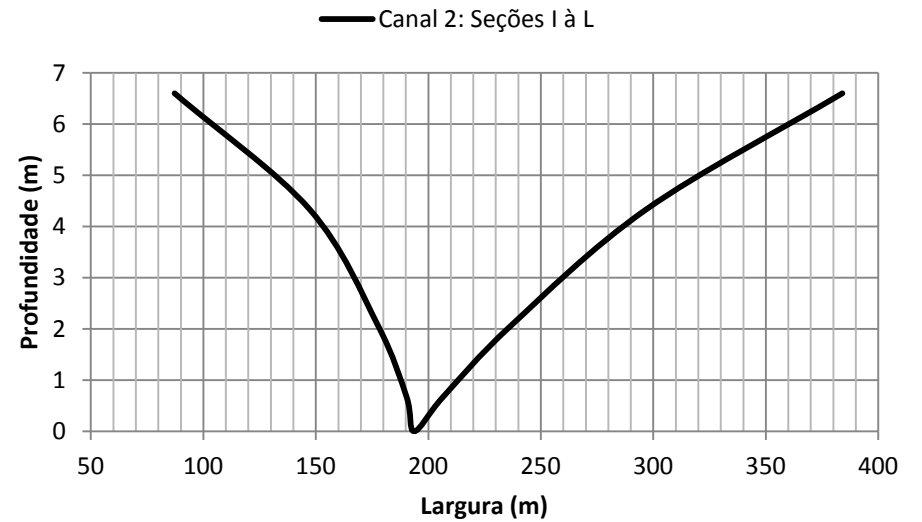
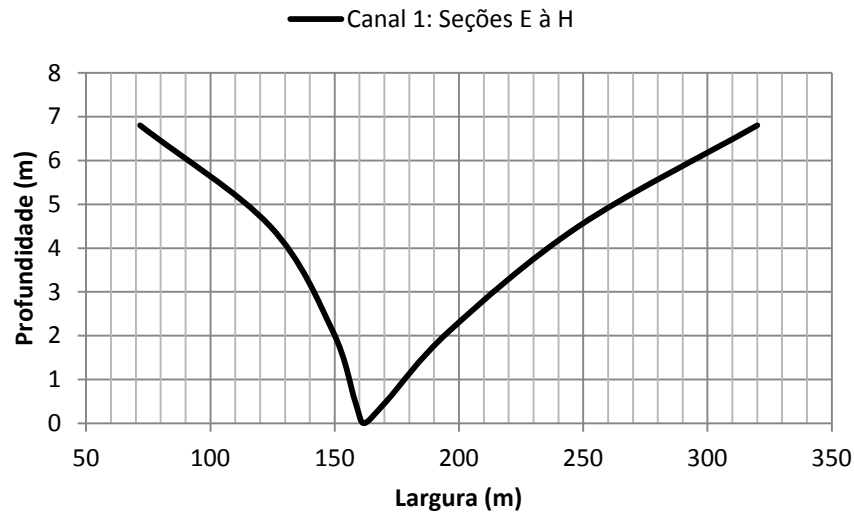


Figura 57: Canais prismáticos da análise A18.

### 6.2.6 ANÁLISES A19 À A22

As análises A19 à A22 compreendem análise semelhante à realizada em A1 à A4, entretanto as seções transversais utilizadas nesta simulação foram adquiridas por meio do *software Google Earth*. Ressalta-se que o vale a jusante da Barragem “A” é aproximadamente seco, por ser esta uma estrutura cuja finalidade principal é a contenção de rejeitos de mineração. Neste sentido, assume-se que o dado altimétrico identificado pelo *software Google Earth* não sofre grande influência de uma possível lâmina d’água no local.

A Figura 58 e a Figura 59 apresentam as seções transversais retiradas do *Google Earth* (identificadas como “Earth”), bem como aquelas presentes no relatório de *Dam Break* (identificadas como “MDT” – Modelo Digital de Terreno). Na Figura 58 e na Figura 59, as seções transversais foram representadas segundo a mesma coordenada vertical e horizontal inicial, de modo a facilitar a visualização das peculiaridades entre ambas. O elipsoide de referência utilizado tanto pelo *Google Earth* quanto pelo ASTER de base do MDT é o WGS84.

De acordo com a Figura 58 e a Figura 59 percebe-se que, embora algumas seções retiradas do *Google Earth* apresentem significativa diferença quando comparadas com aquelas indicadas no relatório de *Dam Break* (neste caso, adquiridas por meio de levantamento planialtimétrico e modelo digital de elevação – ASTER, versão 2), como é o caso da seção E, outras representam de modo satisfatório o comportamento das seções do MDT, como é o caso das seções I e J, por exemplo.

Vale ressaltar que, conforme indicado por autores como Alencar e Santos (2013), o *software Google Earth* deve ser utilizado com cautela pelo usuário. Por ser um *software* que utiliza diferentes bases para o levantamento e cadastro de informações, os dados altimétricos de determinados locais podem ser mais ou menos precisos do que de outros.

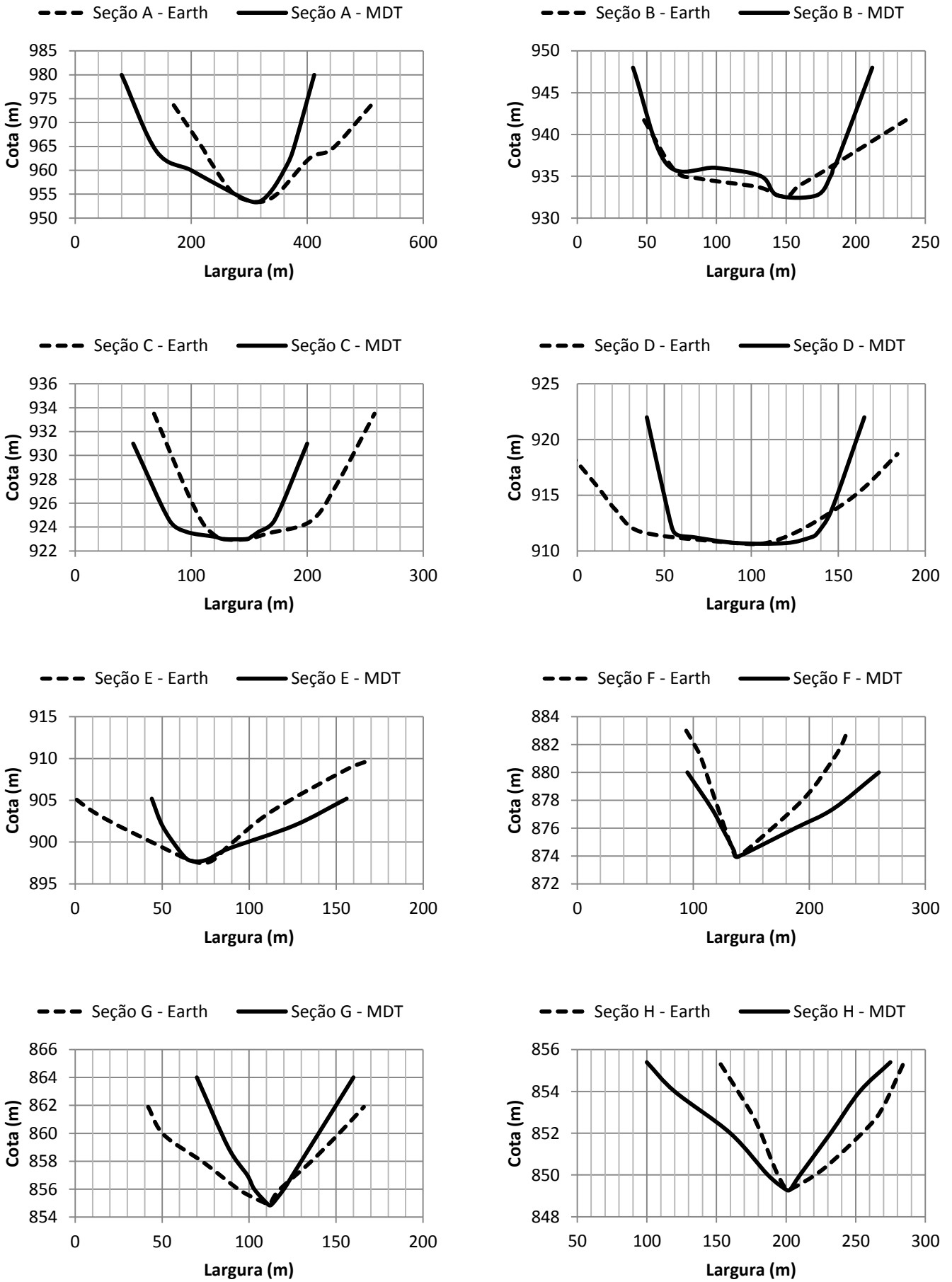


Figura 58: Seções Google Earth X Seções MDT Dam Break – PARTE 1.

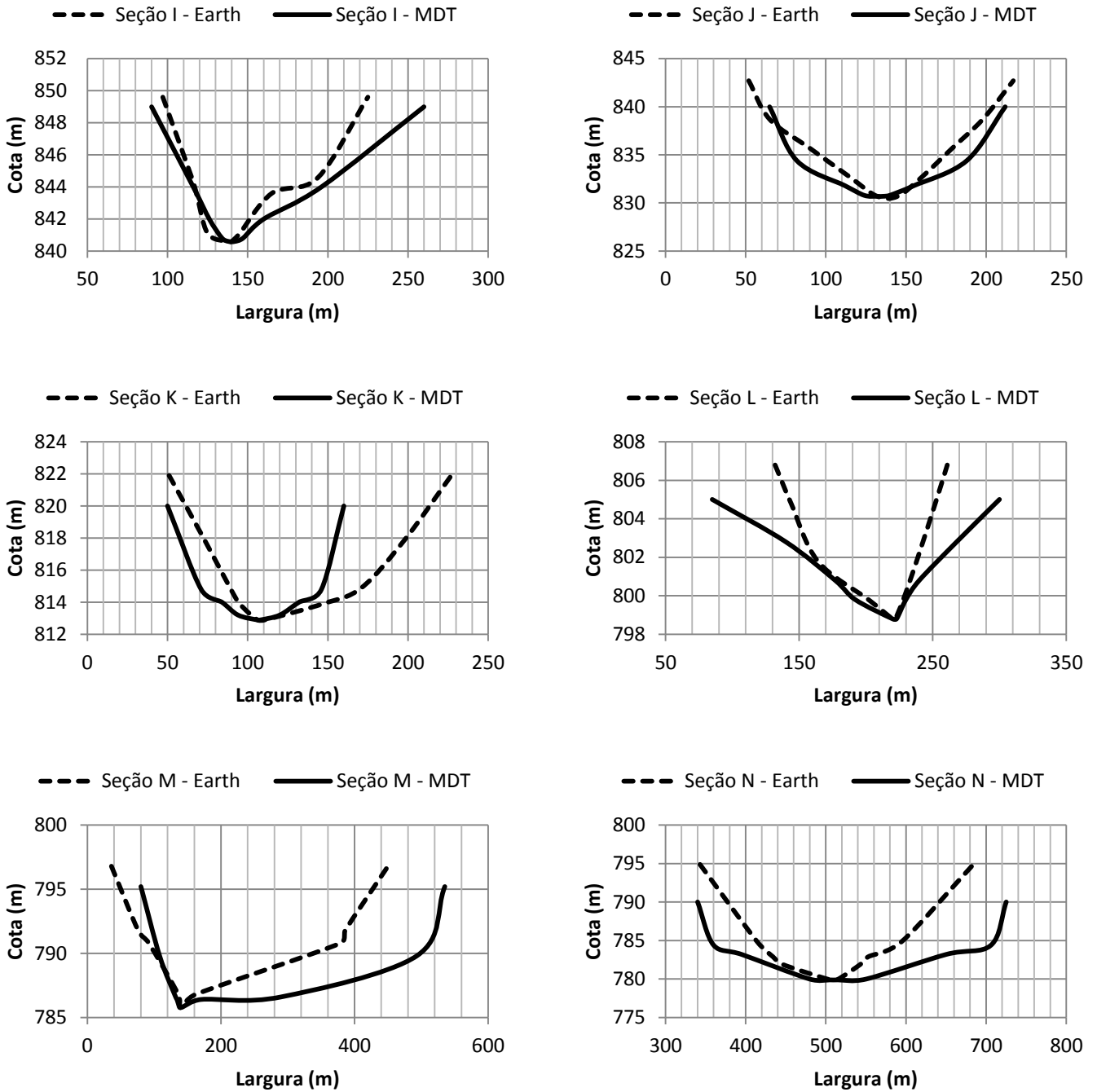


Figura 59: Seções Google Earth X Seções MDT Dam Break – PARTE 2.

De modo semelhante ao que foi apresentado nas análises anteriores, a Tabela 35 apresenta o compilado de resultados obtidos entre as análises A19 à A22 e o software HEC-RAS. O Apêndice 5: Resultados das análises A19 à A22 apresenta a reunião dos resultados das análises A19 à A22, bem como os gráficos comparativos de resultados entre as análises A1 à A4, A19 à A22 e os do software.

Tabela 35: Compilado de resultados das análises A19 à A22.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	2.500	2.450	2.100	1.530	1.390	1.280	1.260	1.200	1.180	1.180	1.180	1.100	1.020	710
	hmax (m)	6,10	5,80	4,80	6,30	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	4,50	4,60
	Bmax (m)	163	134	120	107	83	120	52	151	126	111	91	166	394	350
A19	S (m/m)	0,032	0,031	0,023	0,015	0,018	0,041	0,065	0,021	0,015	0,030	0,019	0,020	0,010	0,029
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,58	4,84	4,39	4,57	6,55	5,53	4,97	5,47	6,67	5,51	4,77	5,59	4,89	3,88
	hmax/hmax HEC-RAS	0,75	0,83	0,91	0,73	1,36	1,42	1,06	0,96	1,15	1,38	1,19	1,12	1,09	0,84
	Bmax (m)	118	133	130	147	111	95	99	122	105	96	122	103	280	146
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,72	0,99	1,08	1,38	1,34	0,79	1,91	0,81	0,83	0,87	1,34	0,62	0,71	0,42
A20	S (m/m)	0,032	0,031	0,023	0,015	0,018	0,041	0,065	0,021	0,015	0,030	0,019	0,020	0,010	0,029
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,78	5,13	4,11	3,90	6,61	5,65	5,00	5,80	6,99	5,54	4,33	5,79	4,72	3,86
	hmax/hmax HEC-RAS	0,78	0,88	0,86	0,62	1,38	1,45	1,06	1,02	1,20	1,39	1,08	1,16	1,05	0,84
	Bmax (m)	121	136	126	138	112	96	100	128	108	97	115	106	269	146
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,74	1,02	1,05	1,29	1,35	0,80	1,92	0,85	0,86	0,87	1,27	0,64	0,68	0,42
A21	S (m/m)	0,032	0,028	0,020	0,011	0,025	0,075	0,048	0,007	0,025	0,033	0,011	0,029	0,010	0,010
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,58	4,94	4,54	4,99	6,14	4,91	5,25	5,99	5,98	5,41	5,44	5,15	4,89	4,86
	hmax/hmax HEC-RAS	0,75	0,85	0,95	0,79	1,28	1,26	1,12	1,05	1,03	1,35	1,36	1,03	1,09	1,06
	Bmax (m)	118	134	131	153	105	87	103	131	98	95	131	98	280	177
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,72	1,00	1,10	1,43	1,27	0,72	1,98	0,87	0,78	0,86	1,44	0,59	0,71	0,50
A22	S (m/m)	0,032	0,028	0,020	0,011	0,025	0,075	0,048	0,007	0,025	0,033	0,011	0,029	0,010	0,010
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	2.500	2.403	2.352	2.279	2.204	2.124	2.087	2.065	2.022	1.993	1.941	1.861	1.790	1.683
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,98	1,12	1,49	1,59	1,66	1,66	1,72	1,71	1,69	1,65	1,69	1,76	2,37
	hmax (m)	4,78	5,23	4,25	4,26	6,20	5,02	5,27	5,99	6,25	5,44	4,94	5,34	4,72	4,83
	hmax/hmax HEC-RAS	0,78	0,90	0,89	0,68	1,29	1,29	1,12	1,05	1,08	1,36	1,23	1,07	1,05	1,05
	Bmax (m)	121	138	128	143	106	88	103	131	101	96	124	100	269	176
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,74	1,03	1,07	1,34	1,28	0,73	1,99	0,87	0,80	0,86	1,36	0,61	0,68	0,50

A Tabela 36 apresenta o paralelo entre os quocientes máximos, mínimos e médios encontrados nas análises A1 à A4 e A19 à A22, de modo a identificar as principais diferenças entre os resultados destas e os resultados provenientes do *software*.

Tabela 36: Comparação entre quocientes das análises A1 à A4 e A19 à A22.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos			Quocientes médios		
	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>
A1 à A4	2,37	1,54	1,42	0,98	0,60	0,78	1,58	1,01	1,01
A19 à A22	2,37	1,45	1,99	0,98	0,62	0,42	1,58	1,06	0,99

Conforme pode ser identificado analisando-se a Tabela 35, a Tabela 36 e o Apêndice 5: Resultados das análises A19 à A22, de modo geral, as análises A19 à A22 apresentaram comportamento semelhante às análises A1 à A4. Para ambas, em suma, as profundidades máximas atingidas obtiveram quocientes próximos ou superiores à 1,00 entre as seções transversais E à L, e inferiores à 1,00 nas demais seções.

Quanto aos quocientes máximos, mínimos e médios, a Tabela 36 indica que, para as profundidades máximas atingidas, ambas as análises apresentaram quocientes extremos semelhantes.

Já os quocientes de larguras máximas apresentaram maiores discrepâncias, tendo os valores das análises A19 à A22 atingido os valores máximos e mínimos de, respectivamente, 1,99 e 0,42 e, portanto, mais distantes daqueles identificados nas análises A1 à A4, quando comparados aos resultados do *software*. Estes resultados são justificados quando se analisam as distinções entre as seções transversais provenientes do *Google Earth* e as disponíveis no relatório de *Dam Break*. As seções transversais que apresentaram os maiores quocientes para larguras máximas entre resultados da análise simplificada e do *software* HEC-RAS foram, em suma, as seções D, E e G. Estas são, justamente, algumas das seções transversais que apresentam geometria e comportamento visivelmente distintos quando comparadas com as mesmas seções provenientes de MDT, conforme pode ser identificado na Figura 58 e na Figura 59. De forma semelhante, a seção N, que resultou no menor quociente, também apresenta geometria visivelmente distinta se comparada à mesma seção proveniente de MDT.

### 6.2.7 ANÁLISES B1 À B4

Conforme indicado na Figura 38, estas análises compreendem os estudos realizados na Barragem “B”, aplicando-se a metodologia LNEC, segundo duas declividades e dois coeficientes de Manning distintos, totalizando quatro simulações. Ressalta-se que o vale a jusante da Barragem “B”, diferentemente do caso da Barragem “A”, apresenta seções cuja largura média é mais expressiva. Além disso, a declividade média do talvegue é da ordem de 0,0008 m/m, consideravelmente menos íngreme do que o caso da Barragem “A”, cuja declividade média corresponde a aproximadamente 0,030 m/m.

A Tabela 37 apresenta a reunião dos resultados obtidos nas análises B1 à B4, além de também estarem representados no Apêndice 6: Resultados das análises B1 à B4. Analisando-se as vazões máximas resultantes da utilização da metodologia LNEC e comparando-as com as vazões indicadas pelo *software*, percebe-se que os valores são próximos, entretanto favoráveis à segurança apenas até a seção D. A partir de então, as vazões indicadas pela metodologia simplificada continuam próximas, entretanto ligeiramente inferiores àquelas resultantes da utilização do *software*.

Conforme indicam os quocientes dos resultados, tem-se que as vazões máximas superestimaram ou subestimaram aquelas indicadas pelo *software* em 15%. Já as profundidades foram superestimadas em, no máximo, 70%, ao passo que as larguras superficiais obtiveram quociente máximo de 1,37.

Embora as vazões máximas tenham resultado muito próximas às indicadas no *software*, as profundidades e larguras máximas atingidas foram todas próximas ou muito superiores às determinadas pelo HEC-RAS. Neste sentido, assume-se que, embora a metodologia simplificada resulte em boas aproximações nas vazões máximas ao longo do vale a jusante, os resultados de profundidades e respectivas larguras máximas sofrem mais influências de outros parâmetros.

Uma vez que as seções transversais analisadas tanto na metodologia simplificada quanto na numérica são semelhantes, entende-se que a significativa diferença entre os resultados de profundidades e larguras seja decorrente das estimativas do coeficiente de Manning ( $n$ ) e da declividade da linha de energia ( $S$ ), tomada como equivalente à declividade do talvegue ( $S_0$ ), na Equação de Manning.



Tabela 37: Compilado de resultados das análises B1 à B4.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal							
		A	B	C	D	E	F	G	H
HEC-RAS	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	5.500	4.750	4.150	3.950	3.800	3.650	3.370
	hmax (m)	6,70	6,40	4,10	6,70	4,50	5,50	5,00	5,20
	Bmax (m)	1.065	680	785	800	460	845	630	1.000
B1	S (m/m)	0,0010	0,0004	0,0009	0,0011	0,0010	0,0010	0,0002	0,0003
	n Manning	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.227	5.518	4.589	3.792	3.491	3.276	2.866
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,13	1,16	1,11	0,96	0,92	0,90	0,85
	hmax (m)	7,15	9,41	6,31	7,06	6,58	5,56	7,86	6,25
	hmax/hmax HEC-RAS	1,07	1,47	1,54	1,05	1,46	1,01	1,57	1,20
	Bmax (m)	1.099	845	1.073	817	551	831	727	1.065
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,03	1,24	1,37	1,02	1,20	0,98	1,15	1,07
B2	S (m/m)	0,0010	0,0004	0,0009	0,0011	0,0010	0,0010	0,0002	0,0003
	n Manning	0,063	0,063	0,061	0,066	0,061	0,064	0,061	0,061
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.227	5.518	4.589	3.792	3.491	3.276	2.866
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,13	1,16	1,11	0,96	0,92	0,90	0,85
	hmax (m)	7,16	9,42	6,21	7,24	6,51	5,63	7,76	6,19
	hmax/hmax HEC-RAS	1,07	1,47	1,51	1,08	1,45	1,02	1,55	1,19
	Bmax (m)	1.100	846	1.050	826	548	840	724	1.060
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,03	1,24	1,34	1,03	1,19	0,99	1,15	1,06
B3	S (m/m)	0,0006	0,0002	0,0014	0,0008	0,0017	0,0001	0,0003	0,0003
	n Manning	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.227	5.518	4.589	3.792	3.491	3.276	2.866
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,13	1,16	1,11	0,96	0,92	0,90	0,85
	hmax (m)	7,86	11,09	5,58	7,60	5,79	5,99	7,54	6,25
	hmax/hmax HEC-RAS	1,17	1,73	1,36	1,13	1,29	1,09	1,51	1,20
	Bmax (m)	1.152	930	940	845	515	889	716	1.065
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,08	1,37	1,20	1,06	1,12	1,05	1,14	1,07
B4	S (m/m)	0,0006	0,0002	0,0014	0,0008	0,0017	0,0001	0,0003	0,0003
	n Manning	0,063	0,063	0,061	0,066	0,061	0,064	0,061	0,061
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.227	5.518	4.589	3.792	3.491	3.276	2.866
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,13	1,16	1,11	0,96	0,92	0,90	0,85
	hmax (m)	7,87	11,09	5,50	7,79	5,73	5,99	7,44	6,19
	hmax/hmax HEC-RAS	1,17	1,73	1,34	1,16	1,27	1,09	1,49	1,19
	Bmax (m)	1.153	930	933	855	513	889	712	1.060
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,08	1,37	1,19	1,07	1,11	1,05	1,13	1,06

Possivelmente, a grande diferença entre os resultados obtidos pode ser explicada devido ao fato de o vale a jusante da Barragem “B” não possuir características de vales encaixados e bem definidos. Além disso, sugere-se que a distinção entre os resultados seja função da declividade do talvegue, uma vez que declividades menos acentuadas, como é o caso do vale da Barragem “B”, são mais sensíveis à ocorrência de remansos em função de estreitamentos ou alargamentos das seções transversais. O efeito de remanso, por sua vez, só é considerado quando utilizadas metodologias numéricas para definição das características de inundação, não sendo considerado nas metodologias simplificadas.

Ademais, os efeitos de armazenamentos de volumes ao longo do vale da Barragem “B” podem ter contribuído com a redução da profundidade d’água resultante do

*software*. As implicações de armazenamentos, por sua vez, não são consideradas nas análises das metodologias simplificadas.

## 6.2.8 ANÁLISES B5 À B8

As análises B5 à B8 são semelhantes às análises B1 à B4, entretanto utilizam a metodologia de Muskingum-Cunge para obtenção dos resultados de vazão máxima na propagação do hidrograma. Os resultados obtidos nestas análises podem ser visualizados na Tabela 38 e no Apêndice 7: Resultados das análises B5 à B8.

Tabela 38: Compilado de resultados das análises B5 à B8.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal							
		A	B	C	D	E	F	G	H
HEC-RAS	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	5.500	4.750	4.150	3.950	3.800	3.650	3.370
	hmax (m)	6,70	6,40	4,10	6,70	4,50	5,50	5,00	5,20
	Bmax (m)	1065	680	785	800	460	845	630	1000
B5	S (m/m)	0,0010	0,0004	0,0009	0,0011	0,0010	0,0010	0,0002	0,0003
	n Manning	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7300	6057	5680	5269	4941	4824	4739	4570
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,10	1,20	1,27	1,25	1,27	1,30	1,36
	hmax (m)	7,15	9,28	6,42	7,46	6,99	5,99	8,79	7,49
	hmax/hmax HEC-RAS	1,07	1,45	1,57	1,11	1,55	1,09	1,76	1,44
	Bmax (m)	1099	839	1096	838	570	889	760	1159
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,03	1,23	1,40	1,05	1,24	1,05	1,21	1,16
B6	S (m/m)	0,0010	0,0004	0,0009	0,0011	0,0010	0,0010	0,0002	0,0003
	n Manning	0,063	0,063	0,061	0,066	0,061	0,064	0,061	0,061
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.057	5.680	5.269	4.941	4.824	4.739	4.570
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,10	1,20	1,27	1,25	1,27	1,30	1,36
	hmax (m)	7,16	9,30	6,32	7,65	6,99	5,99	8,79	7,49
	hmax/hmax HEC-RAS	1,07	1,45	1,54	1,14	1,55	1,09	1,76	1,44
	Bmax (m)	1100	840	1073	848	570	889	760	1159
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,03	1,24	1,37	1,06	1,24	1,05	1,21	1,16
B7	S (m/m)	0,0006	0,0002	0,0014	0,0008	0,0017	0,0001	0,0003	0,0003
	n Manning	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062	0,062
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.017	5.626	5.207	4.880	4.757	4.669	4.496
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,09	1,18	1,25	1,24	1,25	1,28	1,33
	hmax (m)	7,86	11,09	5,63	8,00	6,58	5,99	8,79	7,49
	hmax/hmax HEC-RAS	1,17	1,73	1,37	1,19	1,46	1,09	1,76	1,44
	Bmax (m)	1152	930	945	867	551	889	760	1159
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,08	1,37	1,20	1,08	1,20	1,05	1,21	1,16
B8	S (m/m)	0,0006	0,0002	0,0014	0,0008	0,0017	0,0001	0,0003	0,0003
	n Manning	0,063	0,063	0,061	0,066	0,061	0,064	0,061	0,061
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	7.300	6.017	5.626	5.207	4.880	4.757	4.669	4.496
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	1,09	1,18	1,25	1,24	1,25	1,28	1,33
	hmax (m)	7,87	11,09	5,55	8,21	6,52	5,99	8,79	7,49
	hmax/hmax HEC-RAS	1,17	1,73	1,35	1,22	1,45	1,09	1,76	1,44
	Bmax (m)	1153	930	938	878	548	889	760	1159
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,08	1,37	1,19	1,10	1,19	1,05	1,21	1,16

As vazões máximas obtidas nestas análises foram todas superiores àquelas indicadas pelo *software*, resultando em um coeficiente máximo de 1,36. Da mesma forma como nas análises B1 à B4, todas as profundidades e larguras máximas foram favoráveis à segurança (quociente maior do que 1,00), sendo os maiores quocientes encontrados, respectivamente, de 1,76 e 1,40. A Tabela 39 apresenta a comparação entre os quocientes extremos e médios das análises B1 à B8.

Tabela 39: Comparação entre quocientes das análises B1 à B4 e B5 à B8.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos			Quocientes médios		
	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>	Q <sub>max</sub>	h <sub>max</sub>	B <sub>max</sub>
B1 à B4	1,16	1,73	1,37	0,85	1,01	0,98	1,00	1,30	1,13
B5 à B8	1,36	1,76	1,40	1,00	1,07	1,03	1,21	1,39	1,17

Considerando as análises realizadas na Barragem “B”, embora ambas as metodologias tenham resultado, em suma, em profundidades e larguras máximas acima daquelas indicadas no *software*, os quocientes extremos e médios demonstram que, de modo geral, a metodologia de Muskingum-Cunge apresentou valores levemente mais distantes de 1,00 do que a metodologia LNEC.

#### 6.2.9 ANÁLISE B9

A análise B9 diz respeito à utilização da metodologia do NWS SMPDBK na Barragem “B”, iniciando na seção A. Inicialmente, estabeleceram-se canais simplificados no comprimento total analisado, aproximando as seções transversais a dois canais prismáticos. Nesta análise, o primeiro canal corresponde ao trecho entre as seções A e D, ao passo que o segundo canal corresponde ao trecho entre as seções E e H, conforme indicado na Figura 60.

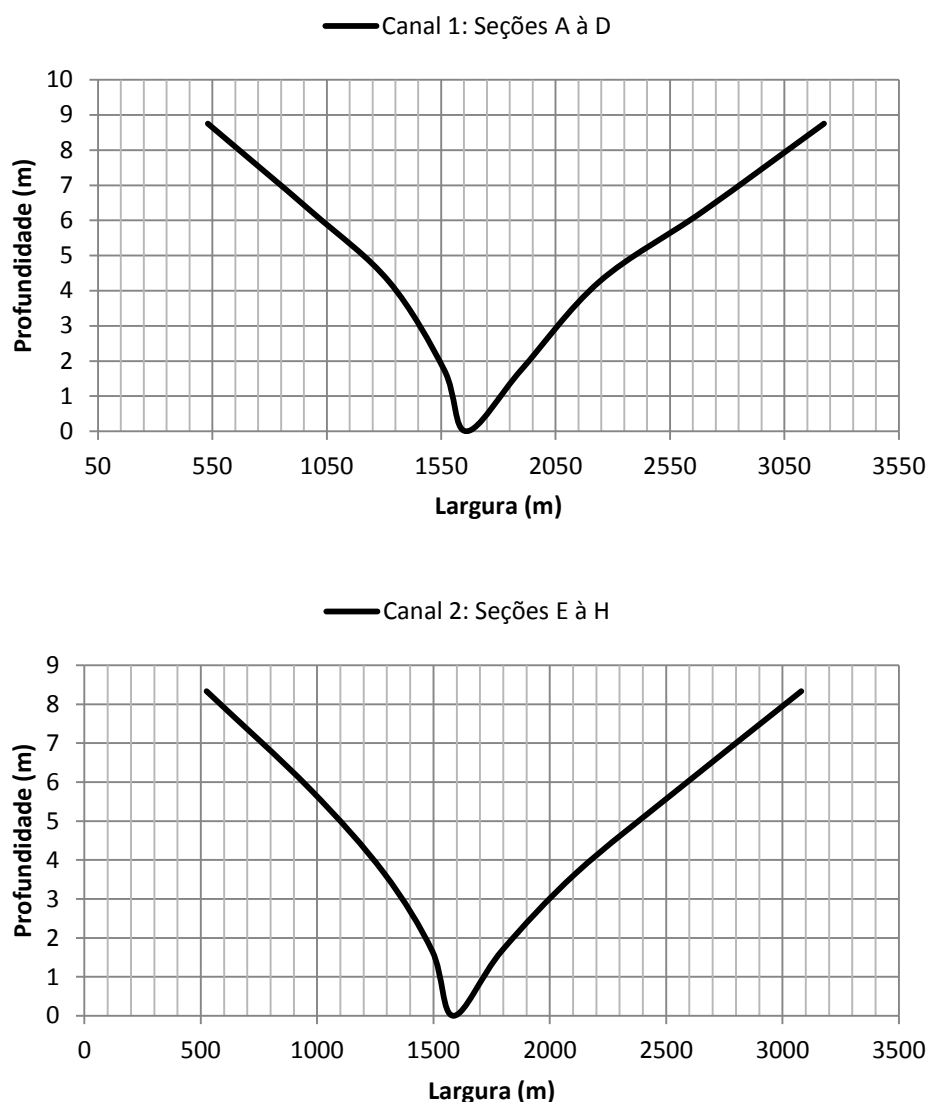


Figura 60: Canais prismáticos da análise B9.

Tendo sido criados os canais prismáticos, em seguida, estimou-se a profundidade na primeira seção transversal, obtendo-se o resultado exposto na Tabela 40. Neste caso, para a primeira seção transversal analisada, a profundidade resultante da utilização da metodologia simplificada se aproximou muito daquela indicada pelo *software*, conforme indicado pelo quociente de 1,02.

Tabela 40: Profundidades para a primeira seção analisada – B9.

Análise	Seção	$Q_{\max}$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_{\max}$ (m)	$h_{\max}$ HEC-RAS (m)	Quociente
B9	A	7.300	6,85	6,70	1,02

Em seguida, é possível dar início ao processo de propagação da vazão pelo vale a jusante, com o auxílio das curvas adimensionais próprias da metodologia NWS SMPDBK, apresentadas no Anexo A. Entretanto, embora o Número de Froude do escoamento tenha resultado inferior a 0,75, o parâmetro de propagação  $V^*$  resultou maior do que 5,00, não sendo possível, portanto, a utilização das curvas propostas.

Dessa forma, a utilização da metodologia NWS SMPDBK, a exemplo do ocorrido na Barragem “A”, avança apenas até esta etapa.

#### 6.2.10 ANÁLISES C1 À C4

Conforme indicado na Figura 38, estas análises compreendem os estudos realizados na Barragem “C”, aplicando-se a metodologia LNEC, segundo duas declividades e dois coeficientes de Manning distintos, totalizando quatro simulações. Os resultados para estas análises estão indicados na Tabela 41 e também no Apêndice 8: Resultados das análises C1 à C4.

Quanto às vazões máximas, a metodologia LNEC aponta que, até a seção F (localizada a cerca de 10 km da seção A), estas são inferiores às determinadas pelo HEC-RAS. A partir da seção G, porém, as vazões máximas da metodologia simplificada podem superar as do *software* em mais de 50%, conforme aponta o quociente de 1,52 nas duas últimas seções (L e M).

Os quocientes de profundidade, por sua vez, atingiram o mínimo de 0,61 e máximo de 1,95, o que indica o dobro de diferença entre a profundidade dada pela metodologia simplificada e aquela indicada na metodologia numérica. Da mesma forma, os quocientes representativos da largura superficial máxima abrangem valores de 0,50 até 2,29.

Indica-se que, possivelmente, o expressivo aumento encontrado nos quocientes extremos das análises nesta barragem, quando comparados aos quocientes das Barragens “A” e “B”, seja devido ao fato de o vale a jusante da Barragem “C” apresentar características irregulares, tanto no que diz respeito à geometria das seções transversais quanto na declividade do talvegue.

Tabela 41: Compilado de resultados das análises C1 à C4.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal											
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	L	M
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	91.500	91.300	90.000	89.000	80.000	74.000	49.000	48.000	44.500	31.600	24.700	21.800
	hmax (m)	27,00	19,90	34,50	26,70	35,00	17,50	16,00	9,50	8,80	7,40	8,20	8,50
	Bmax (m)	470	940	620	690	1350	855	540	2090	2780	3020	2500	2800
C1	S (m/m)	0,028	0,037	0,031	0,027	0,022	0,010	0,004	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057
	Qmax (m³/s)	91.500	87.791	84.582	79.491	76.269	67.925	57.089	54.323	51.266	43.445	37.587	33.199
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,96	0,94	0,89	0,95	0,92	1,17	1,13	1,15	1,37	1,52	1,52
	hmax (m)	32,26	22,07	20,96	21,31	25,28	15,63	28,00	12,48	11,25	8,18	12,20	10,30
	hmax/hmax HEC-RAS	1,19	1,11	0,61	0,80	0,72	0,89	1,75	1,31	1,28	1,10	1,49	1,21
	Bmax (m)	500	1127	429	514	676	800	1080	2612	2967	3260	4796	3401
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,06	1,20	0,69	0,74	0,50	0,94	2,00	1,25	1,07	1,08	1,92	1,21
C2	S (m/m)	0,028	0,037	0,031	0,027	0,022	0,010	0,004	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,063	0,064	0,063	0,061	0,047	0,047	0,060	0,049	0,062	0,042	0,058	0,054
	Qmax (m³/s)	91.500	87.791	84.582	79.491	76.269	67.925	57.089	54.323	51.266	43.445	37.587	33.199
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,96	0,94	0,89	0,95	0,92	1,17	1,13	1,15	1,37	1,52	1,52
	hmax (m)	33,65	31,16	32,49	470,00	500,09	527,45	478,66	504,54	0,00	1,00	1,19	1,25
	hmax/hmax HEC-RAS	1,25	1,16	0,63	0,82	0,75	0,82	1,78	1,24	1,32	1,01	1,50	1,19
	Bmax (m)	527	1218	444	530	714	779	1104	2493	3064	2905	4833	3313
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,12	1,30	0,72	0,77	0,53	0,91	2,04	1,19	1,10	0,96	1,93	1,18
C3	S (m/m)	0,034	0,041	0,025	0,029	0,019	0,004	0,002	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057
	Qmax (m³/s)	91.500	87.791	84.582	79.491	76.269	67.925	57.089	54.323	51.266	43.445	37.587	33.199
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,96	0,94	0,89	0,95	0,92	1,17	1,13	1,15	1,37	1,52	1,52
	hmax (m)	31,16	21,67	21,81	20,94	25,89	18,72	30,63	12,67	11,11	8,42	12,23	10,29
	hmax/hmax HEC-RAS	1,15	1,09	0,63	0,78	0,74	1,07	1,91	1,33	1,26	1,14	1,49	1,21
	Bmax (m)	479	1089	445	505	700	852	1213	2641	2926	3382	4815	3401
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,02	1,16	0,72	0,73	0,52	1,00	2,25	1,26	1,05	1,12	1,93	1,21
C4	S (m/m)	0,034	0,041	0,025	0,029	0,019	0,004	0,002	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,063	0,064	0,063	0,061	0,047	0,047	0,060	0,049	0,062	0,042	0,058	0,054
	Qmax (m³/s)	91.500	87.791	84.582	79.491	76.269	67.925	57.089	54.323	51.266	43.445	37.587	33.199
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,96	0,94	0,89	0,95	0,92	1,17	1,13	1,15	1,37	1,52	1,52
	hmax (m)	32,49	22,58	22,67	21,59	26,88	17,28	31,14	11,92	11,44	7,67	12,29	10,08
	hmax/hmax HEC-RAS	1,20	1,13	0,66	0,81	0,77	0,99	1,95	1,25	1,30	1,04	1,50	1,19
	Bmax (m)	505	1176	461	521	738	829	1239	2522	3023	3013	4852	3312
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,07	1,25	0,74	0,75	0,55	0,97	2,29	1,21	1,09	1,00	1,94	1,18

### 6.2.11 ANÁLISES C5 À C8

As análises C5 à C8 são semelhantes às análises C1 à C4, entretanto utilizam a metodologia de Muskingum-Cunge para obtenção dos resultados de vazão máxima na propagação do hidrograma. Os resultados obtidos nestas análises podem ser visualizados na Tabela 43 e no Apêndice 9: Resultados das análises C5 à C8.

De modo geral, o comportamento dos resultados foi semelhante àquele obtido por meio da metodologia LNEC. As vazões apresentaram resultados inferiores aos do *software* até a seção F, e superiores a partir desta, atingindo a diferença máxima na seção J, cujo quociente resultou igual a 1,40.

As profundidades máximas da metodologia simplificada resultaram ora superiores ora inferiores às indicadas no *software*, apresentando quociente máximo de 2,00 e mínimo de 0,60, embora o quociente médio tenha resultado próximo de 1,10. As larguras superficiais máximas encontradas nas análises C5 à C8 apresentaram grande amplitude nos resultados, o que pode ser traduzido pelos quocientes mínimo e máximo encontrados e iguais a, respectivamente, 0,49 e 2,37.

Conforme indica a Tabela 42, que apresenta o paralelo entre os quocientes extremos e médios obtidos nas análises C1 à C4 e C5 à C8, percebe-se que, embora de forma muito sutil, da mesma forma como já identificado nas Barragens “A” e “B”, a metodologia LNEC resultou em quocientes mais próximos de 1,00 do que a metodologia de Muskingum-Cunge, embora esta tenha resultado nos quocientes médios mais próximos da unidade.

Tabela 42: Comparação entre quocientes das análises C1 à C4 e C5 à C8.

Análises	Quocientes máximos			Quocientes mínimos			Quocientes médios		
	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$	$Q_{\max}$	$h_{\max}$	$B_{\max}$
C1 à C4	1,52	1,95	2,29	0,89	0,61	0,50	1,13	1,13	1,15
C5 à C8	1,40	2,00	2,37	0,70	0,60	0,49	1,05	1,11	1,11

Tabela 43: Compilado de resultados das análises C5 à C8.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal											
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	L	M
HEC-RAS	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	91.500	91.300	90.000	89.000	80.000	74.000	49.000	48.000	44.500	31.600	24.700	21.800
	hmax (m)	27,00	19,90	34,50	26,70	35,00	17,50	16,00	9,50	8,80	7,40	8,20	8,50
	Bmax (m)	470	940	620	690	1350	855	540	2090	2780	3020	2500	2800
C5	S (m/m)	0,028	0,037	0,031	0,027	0,022	0,010	0,004	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	91500	85449	80441	75739	73361	67790	61619	60080	58295	44192	27973	16251
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,94	0,89	0,85	0,92	0,92	1,26	1,25	1,31	1,40	1,13	0,75
	hmax (m)	32,26	21,86	20,56	20,86	24,92	15,62	28,83	13,00	11,78	8,22	10,99	8,18
	hmax/hmax HEC-RAS	1,19	1,10	0,60	0,78	0,71	0,89	1,80	1,37	1,34	1,11	1,34	0,96
	Bmax (m)	500	1107	422	503	663	800	1122	2693	3122	3280	4081	2537
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,06	1,18	0,68	0,73	0,49	0,94	2,08	1,29	1,12	1,09	1,63	0,91
C6	S (m/m)	0,028	0,037	0,031	0,027	0,022	0,010	0,004	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,063	0,064	0,063	0,061	0,063	0,047	0,060	0,049	0,062	0,042	0,058	0,054
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	91.500	85.449	80.441	75.739	73.361	67.790	61.619	60.080	58.295	44.192	27.973	16.251
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,94	0,89	0,85	0,92	0,92	1,26	1,25	1,31	1,40	1,13	0,75
	hmax (m)	33,64	22,78	21,37	21,51	25,87	14,42	29,31	12,23	12,14	7,48	11,05	8,02
	hmax/hmax HEC-RAS	1,25	1,14	0,62	0,81	0,74	0,82	1,83	1,29	1,38	1,01	1,35	0,94
	Bmax (m)	527	1195	436	519	699	778	1146	2572	3227	2922	4112	2471
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,12	1,27	0,70	0,75	0,52	0,91	2,12	1,23	1,16	0,97	1,64	0,88
C7	S (m/m)	0,034	0,041	0,025	0,029	0,019	0,004	0,002	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057	0,057
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	91.500	85.359	80.278	75.517	73.107	67.454	61.220	59.638	57.726	42.962	26.707	15.246
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,93	0,89	0,85	0,91	0,91	1,25	1,24	1,30	1,36	1,08	0,70
	hmax (m)	31,16	21,45	21,38	20,48	25,50	18,67	31,46	13,15	11,59	8,40	10,85	8,02
	hmax/hmax HEC-RAS	1,15	1,08	0,62	0,77	0,73	1,07	1,97	1,38	1,32	1,13	1,32	0,94
	Bmax (m)	479	1069	437	494	685	851	1256	2717	3066	3368	3995	2471
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,02	1,14	0,70	0,72	0,51	1,00	2,33	1,30	1,10	1,12	1,60	0,88
C8	S (m/m)	0,034	0,041	0,025	0,029	0,019	0,004	0,002	0,002	0,003	0,002	0,002	0,002
	n Manning	0,063	0,064	0,063	0,061	0,063	0,047	0,060	0,049	0,062	0,042	0,058	0,054
	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	91.500	85.359	80.278	75.517	73.107	67.454	61.220	59.638	57.726	42.962	26.707	15.246
	Qmax/Qmax HEC-RAS	1,00	0,93	0,89	0,85	0,91	0,91	1,25	1,24	1,30	1,36	1,08	0,70
	hmax (m)	32,49	22,36	22,22	21,10	26,46	17,23	31,97	12,37	11,94	7,65	10,90	7,86
	hmax/hmax HEC-RAS	1,20	1,12	0,64	0,79	0,76	0,98	2,00	1,30	1,36	1,03	1,33	0,92
	Bmax (m)	505	1154	452	509	722	828	1282	2595	3169	3001	4026	2407
	Bmax/Bmax HEC-RAS	1,07	1,23	0,73	0,74	0,53	0,97	2,37	1,24	1,14	0,99	1,61	0,86



### 6.2.12 ANÁLISE C9

Esta análise compreende a utilização da metodologia do NWS SMPDBK no vale a jusante da Barragem “C”.

Conforme é possível visualizar na conformação das seções transversais do vale da Barragem “C”, expostas na Figura 36 e na Figura 37, estas possuem características irregulares ao longo do trecho a jusante da estrutura. No caso da metodologia simplificada em curso, o primeiro passo na obtenção dos parâmetros do método diz respeito à aproximação do vale a jusante da barragem em um canal simplificado. Entretanto, dada a conformação das seções transversais a jusante da Barragem “C”, não foi possível estabelecer os canais prismáticos de modo que estes fossem representativos, se comparados às seções reais. Neste sentido, não foi possível estimar os parâmetros mínimos à utilização da metodologia do NWS SMPDBK.

## 6.3 ETAPA 3 – PROPOSTA DE NOVA METODOLOGIA

Esta etapa diz respeito à proposta de uma nova metodologia simplificada para estimativa de parâmetros de inundação provenientes do rompimento de barragens, com base nos produtos das Etapas 1 e 2.

Na Etapa 1 estabeleceu-se uma nova equação empírica para estimativa de vazão máxima proveniente do rompimento de barragens por galgamento, segundo dados de altura e volume do reservatório (ou altura de água e volume do reservatório no momento da ruptura), sendo esta a Equação 41.

Na Etapa 2 realizou-se a propagação do hidrograma pelo vale a jusante da estrutura, segundo as metodologias disponíveis na bibliografia, resultando nas análises dispostas em 6.2. Na Etapa 2 foi possível identificar não apenas os resultados provenientes do uso das metodologias simplificadas, mas também suas peculiaridades.

Neste sentido, entende-se que a metodologia do NWS SMPDBK possui diversas limitações que, nos casos analisados, impossibilitaram sua utilização. Já as metodologias de Muskingum-Cunge e LNEC, embora muito distintas no que diz

respeito à estimativa da propagação das vazões máximas, apresentaram resultados semelhantes, principalmente no que diz respeito à estimativa de profundidades e respectivas larguras molhadas nas seções transversais. Entretanto, mesmo que de forma sutil, a metodologia sugerida por Melo (2015) apresentou, em suma, resultados ligeiramente mais próximos daqueles apresentados nas análises numéricas.

Para o caso da metodologia de Muskingum-Cunge, a estimativa de propagação do hidrograma é realizada por meio da utilização da Equação 15 à Equação 23. Por outro lado, a metodologia LNEC utiliza, na propagação do hidrograma, apenas a Equação 36 ou a Equação 37.

Em virtude dos resultados obtidos, somados à simplicidade das equações propostas, entende-se que a metodologia LNEC seja, dentre as metodologias simplificadas analisadas, a mais viável na determinação preliminar de vazões provenientes do rompimento de barragens.

Quando dados de seções transversais levantados em campo ou por meio de ferramentas de sensoriamento remoto precisas não estão disponíveis, indica-se que o uso do *software Google Earth*, ou outra ferramenta de escala global, de acesso aberto, como as bases do SRTM, possam contribuir como primeira estimativa para tal. Para a definição das profundidades e respectivas larguras máximas atingidas no vale a jusante, sugere-se o uso da consagrada Equação de Manning (Equação 30), sendo a declividade da linha de energia ( $S$ ) aproximada pela declividade do talvegue ( $S_0$ ).

Partindo-se dos produtos das Etapas 1 e 2 e das conclusões apontadas previamente, propõe-se uma nova metodologia simplificada para estimativa de parâmetros de inundação proveniente do rompimento de barragens, conforme indicado na Figura 61.

Neste contexto, de acordo com as etapas indicadas na Figura 61, realizaram-se quatro simulações de modo a apresentar os resultados obtidos com a utilização desta metodologia, conforme disposto no fluxograma da Figura 62. Neste caso, optou-se por utilizar as seções transversais disponíveis nos relatórios de *Dam Break* como características do vale da barragem. Da mesma forma como realizado nas

análises apresentadas em 6.2, optou-se por analisar as declividades e os coeficientes de rugosidade de Manning segundo duas maneiras distintas.

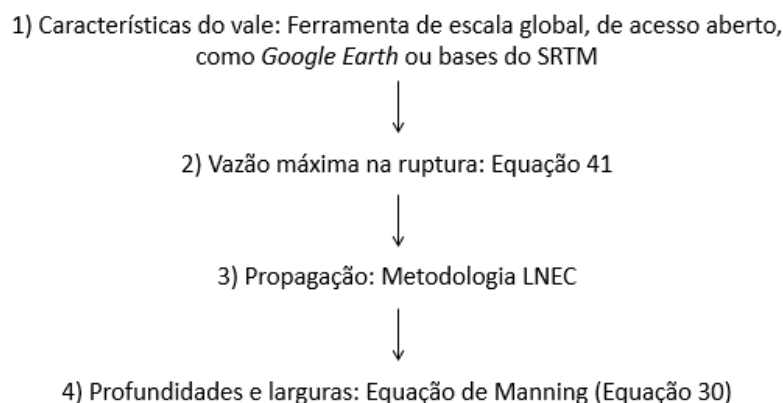


Figura 61: Proposta de nova metodologia simplificada.

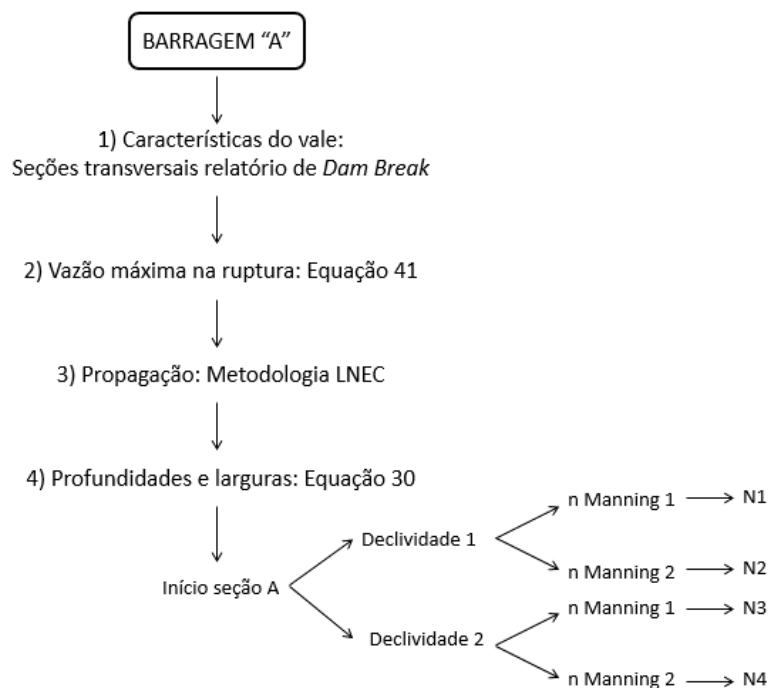


Figura 62: Fluxograma das análises da Etapa 3.

Os resultados da aplicação da nova metodologia simplificada, nomeados N1 à N4, podem ser visualizados na Tabela 44 e no Apêndice 10: Resultados das análises N1 À N4.

Utilizando a Equação 41 obtém-se que a vazão máxima na seção da Barragem “A”, proveniente do rompimento hipotético da estrutura, corresponde ao valor de 1.080 m<sup>3</sup>/s. Este valor é menos da metade da vazão máxima documentada no relatório de *Dam Break* na seção A, a cerca de 140 m da seção da barragem, cujo

valor corresponde a 2.500 m<sup>3</sup>/s. Isto se deve ao fato de, conforme mencionado no documento fornecido, a vazão máxima proveniente do rompimento hipotético da Barragem “A” ter sido estimada com o uso das equações de Froehlich. Isto justifica a grande diferença entre os resultados de vazão máxima provenientes da nova metodologia simplificada proposta e do HEC-RAS, conforme pode ser identificado na Tabela 44 e no Apêndice 10: Resultados das análises N1 À N4.

As peculiaridades entre as equações empíricas utilizadas na estimativa da vazão máxima proveniente do rompimento da estrutura refletiram em quocientes de vazão da ordem de 0,40 a 1,00. Isto corrobora com as conclusões obtidas por Ferla et al. (2017) de que, analisando resultados de diferentes equações empíricas na previsão de vazões máximas provenientes do rompimento de barragens e propagando-as a jusante, dependendo da equação de previsão utilizada, os resultados de vazão máxima podem atingir diferenças de cerca de 50% ao longo do vale da estrutura.

Conseqüentemente, uma vez que as vazões máximas resultantes da utilização da metodologia simplificada foram significativamente inferiores às aquelas indicadas pelo *software* HEC-RAS, com o uso das equações de Froehlich, as profundidades e respectivas larguras máximas atingidas também obtiveram, em suma, quocientes inferiores a 1,00, podendo atingir diferenças nos resultados de até 50%.

Ressalta-se que, nas presentes análises, os resultados indicados pelo *software* são tomados como “valor real”, entretanto, nada se pode afirmar sobre os resultados obtidos em um rompimento real da estrutura em questão. Neste sentido, os resultados obtidos por meio da metodologia simplificada podem ser compatíveis com aqueles provenientes de um real rompimento da estrutura.

Tabela 44: Compilado de resultados das análises N1 à N4.

Alternativa	Parâmetro	Seção transversal													
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
HEC-RAS	Qmax (m³/s)	2.500	2.450	2.100	1.530	1.390	1.280	1.260	1.200	1.180	1.180	1.180	1.100	1.020	710
	hmax (m)	6,10	5,80	4,80	6,30	4,80	3,90	4,70	5,70	5,80	4,00	4,00	5,00	4,50	4,60
	Bmax (m)	163	134	120	107	83	120	52	151	126	111	91	166	394	350
N1	S (m/m)	0,038	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	1.062	1.030	1.009	977	945	911	895	885	867	855	833	798	768	722
	Qmax/Qmax HEC-RAS	0,42	0,42	0,48	0,64	0,68	0,71	0,71	0,74	0,73	0,72	0,71	0,73	0,75	1,02
	hmax (m)	3,27	3,94	2,96	2,84	4,45	3,38	4,63	3,92	3,90	3,20	3,17	3,73	2,37	2,80
	hmax/hmax HEC-RAS	0,54	0,68	0,62	0,45	0,93	0,87	0,98	0,69	0,67	0,80	0,79	0,75	0,53	0,61
	Bmax (m)	97	123	104	94	78	104	52	109	89	94	84	119	269	226
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,60	0,92	0,86	0,88	0,94	0,87	0,99	0,72	0,71	0,85	0,92	0,72	0,68	0,65
N2	S (m/m)	0,038	0,031	0,021	0,020	0,027	0,040	0,045	0,023	0,027	0,035	0,024	0,017	0,010	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	1.062	1.030	1.009	977	945	911	895	885	867	855	833	798	768	722
	Qmax/Qmax HEC-RAS	0,42	0,42	0,48	0,64	0,68	0,71	0,71	0,74	0,73	0,72	0,71	0,73	0,75	1,02
	hmax (m)	3,40	4,11	2,77	2,39	4,49	3,45	4,65	4,13	4,08	3,22	2,89	3,85	2,27	2,79
	hmax/hmax HEC-RAS	0,56	0,71	0,58	0,38	0,94	0,88	0,99	0,72	0,70	0,81	0,72	0,77	0,50	0,61
	Bmax (m)	100	123	102	91	78	106	52	116	92	94	82	123	262	225
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,61	0,92	0,85	0,85	0,94	0,88	1,00	0,77	0,73	0,85	0,90	0,74	0,67	0,64
N3	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058	0,058
	Qmax (m³/s)	1.062	1.030	1.009	977	945	911	895	885	867	855	833	798	768	722
	Qmax/Qmax HEC-RAS	0,42	0,42	0,48	0,64	0,68	0,71	0,71	0,74	0,73	0,72	0,71	0,73	0,75	1,02
	hmax (m)	3,31	4,10	3,01	2,84	4,28	3,17	5,11	3,99	3,69	3,21	3,42	3,72	2,72	2,80
	hmax/hmax HEC-RAS	0,54	0,71	0,63	0,45	0,89	0,81	1,09	0,70	0,64	0,80	0,86	0,74	0,60	0,61
	Bmax (m)	98	123	104	94	76	98	56	111	85	94	85	119	294	226
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,60	0,92	0,87	0,88	0,91	0,82	1,07	0,74	0,68	0,85	0,94	0,72	0,75	0,65
N4	S (m/m)	0,036	0,023	0,020	0,020	0,033	0,055	0,027	0,021	0,036	0,034	0,017	0,017	0,005	0,005
	n Manning	0,063	0,066	0,050	0,042	0,059	0,061	0,058	0,066	0,065	0,059	0,047	0,063	0,052	0,057
	Qmax (m³/s)	1.062	1.030	1.009	977	945	911	895	885	867	855	833	798	768	722
	Qmax/Qmax HEC-RAS	0,42	0,42	0,48	0,64	0,68	0,71	0,71	0,74	0,73	0,72	0,71	0,73	0,75	1,02
	hmax (m)	3,45	4,28	2,81	2,39	4,32	3,24	5,14	4,20	3,86	3,23	3,11	3,85	2,61	2,79
	hmax/hmax HEC-RAS	0,56	0,74	0,59	0,38	0,90	0,83	1,09	0,74	0,67	0,81	0,78	0,77	0,58	0,61
	Bmax (m)	101	124	102	91	76	100	56	118	88	95	83	123	286	225
	Bmax/Bmax HEC-RAS	0,62	0,93	0,85	0,85	0,92	0,83	1,08	0,78	0,70	0,85	0,91	0,74	0,73	0,64

## 7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

A presente dissertação analisa os aspectos hidráulicos de métodos simplificados existentes capazes de estimar características de inundação proveniente do rompimento de barragens. Para tal, elencaram-se três objetivos secundários, já apresentados e discutidos em 2.2. Neste sentido, as conclusões foram subdivididas de acordo com cada objetivo proposto, conforme segue.

- i) Estabelecer uma nova equação empírica para estimativa da vazão máxima resultante do rompimento de barragens de terra e enrocamento por galgamento, com o intuito de contribuir com os aspectos apresentados na Justificativa 1.

Para atingir este objetivo se estabeleceu a Equação 41, com base em 39 eventos de rompimentos passados e documentados, tendo como causa do acidente o galgamento. Quando comparada com as principais equações semelhantes indicadas na bibliografia, sendo elas as equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010), a equação proposta obteve vazões máximas próximas ou superiores às dos demais pesquisadores analisados sempre que a altura da barragem foi inferior a 30 m. Para alturas superiores a 30 m, em suma, as vazões resultantes do uso da Equação 41 são inferiores àquelas indicadas pelas equações de Froehlich (1995b) e Pierce et al. (2010).

Uma vez que, para as equações empíricas comparadas, as técnicas de regressão utilizadas foram semelhantes, entende-se que a diferença entre os resultados da Equação 41 e das demais equações similares analisadas seja decorrente das peculiaridades entre os acidentes considerados.

Sabendo que a Equação 41 foi desenvolvida unicamente com base em acidentes passados envolvendo rompimento de barragens por galgamento, sugere-se sua utilização sempre que este seja o modo de falha suposto e sempre que as características da barragem não excedam os limites de elaboração da equação ( $H_d \leq 60$  m e  $V_w \leq 660.000.000$  m<sup>3</sup>). Entretanto, ressalta-se que o uso das demais equações empíricas disponíveis na bibliografia não seja descartado, devendo considerá-las sempre que houver necessidade.

Para estudos futuros sugere-se analisar, de forma semelhante, casos de rompimento cuja causa tenha sido o *piping*. Além disso, sempre que possível, novas informações de rompimento devem ser inseridas nas análises de equações empíricas, de modo a contribuir na estimativa dos melhores coeficientes da regressão.

Ademais, recomenda-se o estudo e, se possível, a formulação de equações de sentido físico para previsão de vazão máxima proveniente do rompimento de barragens, com base, por exemplo, nas equações da hidráulica de vertedouros de soleira espessa, a exemplo de outras equações existentes.

Por fim, sugerem-se estudos de viabilidade para construção de modelos físicos reduzidos que possibilitem simulações de rompimento de barragens e respectivas medições da vazão de pico atingida.

- ii) Identificar o comportamento dos principais parâmetros em equações envolvendo a propagação de ondas provenientes da ruptura de barragens, com o objetivo de colaborar com as questões indicadas na Justificativa 2.

Para alcançar este objetivo, analisaram-se três metodologias simplificadas para propagação de vazões máximas a jusante de barragens, sendo elas as metodologias aqui denominadas de Muskingum-Cunge (Cunge, 1969), NWS SMPDBK (Wetmore e Fread, 1981) e LNEC (Melo, 2015). As três metodologias indicadas foram aplicadas em três estudos de caso de barragens existentes, com maciço constituído por terra, de diferentes características de altura, volume do reservatório e geometria do vale a jusante, resultando em 40 análises e constituindo a Etapa 2.

Embora os estudos de caso contemplem barragens e vales de características distintas, em nenhuma das análises foi possível concluir o desenvolvimento proposto pela metodologia NWS SMPDBK, uma vez que os ábacos necessários ao estabelecimento de parâmetros apresentam intervalos de valores fora dos intervalos obtidos nos estudos de caso em análise. Neste sentido, não foi possível estabelecer resultados passíveis à comparação com os demais métodos testados. Entretanto, a metodologia NWS SMPDBK, possivelmente, poderia alcançar bons resultados em comparação àqueles indicados pelo HEC-RAS, conforme já afirmam os autores

Wetmore e Fread (1981). Sendo assim, sugere-se, em estudos futuros, a análise de casos cujos parâmetros estejam inseridos nos limites dos ábacos desta metodologia.

Quanto às metodologias Muskingum-Cunge e LNEC, estas puderam ser concluídas em todas as análises propostas e, embora distintas na formulação, alcançaram resultados semelhantes, principalmente no que diz respeito às profundidades e respectivas larguras máximas atingidas nas seções transversais. Entretanto, mesmo que de forma muito sutil, a metodologia LNEC alcançou resultados ligeiramente mais próximos dos resultados indicados pelo HEC-RAS, se comparada à metodologia de Muskingum-Cunge.

As análises da Etapa 2 indicaram que pequenas alterações no coeficiente de Manning e na declividade do talvegue contribuem com alterações de cerca de 20% nas profundidades e larguras máximas atingidas. Nesta perspectiva, as análises aqui nomeadas como “Declividade 1, Declividade 2” e “n Manning 1, n Manning 2” devem ser avaliadas sempre que possível, uma vez que são semelhantes na formulação, entretanto, quando inseridas na Equação de Manning, contribuem com importante alteração nos resultados. Dessa forma, tendo analisado todas estas situações, o usuário poderá, favoravelmente à segurança, definir como resultado final aquela que apresentar o maior valor.

Quando utilizadas em vales de características constantes, aproximadamente encaixados e em talvegue cuja declividade é acentuada (neste caso, da ordem de 0,030 m/m), as metodologias simplificadas de propagação de vazão atingiram resultados mais próximos dos resultados indicados no HEC-RAS, se comparados com os valores obtidos em vales de características diferentes destas. Possivelmente, isto se deve ao fato de, em sua formulação, as metodologias simplificadas não considerarem os efeitos de remanso no escoamento. Posto isto, é justificável que, em vales de declividade menos acentuada ou com mudanças abruptas de características geométricas, os resultados provenientes da metodologia simplificada estejam mais distantes daqueles provenientes do HEC-RAS, uma vez que este considera efeitos de remanso em sua formulação.

Sendo assim, entende-se que o uso de metodologias simplificadas de propagação de vazões seja viável sempre que as características do vale sejam constantes e sempre que a declividade do talvegue for acentuada.



Importante ressaltar que, embora a metodologia proposta sugere como “valor real” os resultados dados pelo *software* HEC-RAS, sabe-se que esta ferramenta, mesmo que seja elaborada de forma mais completa e precisa, possui limitações de usos e aproximações nos resultados. Além disso, o referido programa possibilita a inserção de, por exemplo, condições de contorno internas, e estas condições e outros elementos não são inseridos nas metodologias simplificadas. Caso contrário, as metodologias simplificadas poderiam se tornar inviáveis e perderiam a principal justificativa para sua utilização: a possibilidade de estudos expeditos, que contribuem com resultados aproximados, porém de forma rápida e simplificada.

Nesta perspectiva, entende-se que distinções entre os resultados obtidos pelo HEC-RAS e pela metodologia simplificada são não apenas aceitáveis, mas também inequívocos.

- iii) Propor, com base nas metodologias verificadas e nas conclusões obtidas nos itens i e ii, uma nova metodologia para análise simplificada de características hidráulicas da onda de cheia gerada pelo rompimento de barragens. Este objetivo específico está relacionado com as informações expostas na Justificativa 3.

Partindo-se dos produtos e conclusões das etapas anteriores foi possível estabelecer uma nova metodologia simplificada para análise de rompimento de barragens por galgamento. De modo geral, entende-se que a novidade na metodologia proposta está apenas na equação de previsão de vazão máxima no rompimento, dada pela Equação 41, uma vez que a metodologia de propagação de vazão sugerida diz respeito ao método LNEC, já apresentado por Melo (2015). Entretanto, embora na metodologia proposta se sugira o uso do método LNEC na etapa de propagação de vazões, ressalta-se que o uso da metodologia de Muskingum-Cunge não deve ser descartado, dado que esta utiliza equações de sentido físico em sua formulação, além de possibilitar a estimativa do tempo de chegada da onda. Diferentemente do caso do método de Muskingum-Cunge, a informação do tempo de chegada da onda não é explícita na metodologia LNEC.

A metodologia proposta pode contribuir em estudos preliminares para definição de características de inundação em barragens de cabeceira, como barragens de mineração, por exemplo, uma vez que, nestes casos, a lâmina do escoamento a

jusante não interfere significativamente no levantamento das seções transversais do vale, se utilizadas as ferramentas aqui mencionadas.

Aos empreendedores que possuem número expressivo de barragens, a metodologia proposta poderá contribuir para registros da situação global de todas as estruturas, em casos de rompimento. Neste caso, os resultados obtidos por meio da metodologia simplificada poderão indicar qual a prioridade a ser dada nos estudos de *Dam Break* detalhados.

Entende-se que a análise realizada na Etapa 3 levou a resultados “desfavoráveis à segurança”, se comparados aos resultados do HEC-RAS, em virtude de os casos analisados terem utilizado equações distintas na previsão de vazão máxima na ruptura, logo, o hidrograma de entrada na análise de propagação também foi distinto e refletiu na ampla diferença entre os resultados obtidos. Sendo assim, uma das recomendações para estudos futuros é a de que a nova metodologia seja testada no *software* HEC-RAS segundo a mesma equação de previsão de vazão máxima na ruptura, sendo esta a Equação 41.

Ademais, sugere-se que a nova proposta seja amplamente testada em diversas barragens, com diferentes características de maciço e conformações do vale a jusante, desse modo, o comportamento da nova metodologia poderá ser mais bem afirmado.

Dado o grande número de barragens existentes no Brasil e no mundo, entende-se a necessidade de contínuos e concisos estudos acerca de metodologias que facilitem as análises envolvendo a segurança de tais estruturas. Nessa perspectiva, no corrente texto, a preocupação na completa exposição dos dados e resultados obtidos foi recorrente e espera-se que as informações aqui apresentadas sejam amplamente utilizadas por pesquisadores terceiros.

## REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA (Brasil) (Org.). **Relatório de Segurança de Barragens 2016**. Brasília: Agência Nacional de Águas, 2017. 226 p.
- AGUIAR, Daniel Prenda de Oliveira. **CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO ÍNDICE DE SEGURANÇA DE BARRAGENS – ISB**. 166 f. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Unicamp, Campinas, 2014.
- ALENCAR, Cely Martins Santos de; SANTOS, Plácida Leopoldina V. A. da Costa. Precisão dos dados cartográficos disponíveis da web através da imagem do Google Earth. **Encontro Internacional Dados, Tecnologia e Informação**, Marília, 2013.
- BALBI, Diego Antonio Fonseca. **Metodologia para elaboração de Planos de Ações Emergenciais para inundações induzidas por barragens**: Estudo de caso: Barragem de Peti - MG. 353 f. Dissertação (Mestrado) – Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2008.
- BAPTISTA, Márcio Benedito; LARA, Márcia Maria. **Hidráulica Aplicada**. Porto Alegre: Coleção ABRH, 2001. 619 p.
- BATES, P.D.; DE ROO, A.P.J. A simple raster-based model for floodplain inundation. **Journal of Hydrology**, v. 236, p. 54-77, 2000.
- BRASIL, Lucas Samuel Santos. **Utilização de modelagens uni e bidimensional para a propagação de onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem**: Estudo de caso: Barragem de Rio de Pedras – MG. 222 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Minas Gerais, 2005.
- BRASIL. Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. **Presidência da República. Casa Civil**. Brasília, DF, 20 de setembro de 2010.
- \_\_\_\_\_. Resolução nº 143, de 10 de julho de 2012. **Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos**. [S. I.], 10 de julho de 2012.
- \_\_\_\_\_. Resolução nº 144, de 10 de julho de 2012. **Ministério do Meio Ambiente. Conselho Nacional de Recursos Hídricos**. [S. I.], 10 de julho de 2012.
- \_\_\_\_\_. Portaria nº 70.389, de 17 de maio de 2017. **Ministério de Minas e Energia. Departamento Nacional de Produção Mineral**. [S. I.], 17 de maio de 2017.
- \_\_\_\_\_. Resolução Normativa nº 696, de 15 de dezembro de 2015. **Agência Nacional de Energia Elétrica**. [S. I.], 15 de dezembro de 2015.
- \_\_\_\_\_. Resolução nº 236, de 30 de janeiro de 2017. **Agência Nacional de Águas**. [S. I.], 30 de janeiro de 2017.
- BUCHANAN-DUNLOP, Jamie. **Virtual Fieldwork: Using Google Earth**. Londres: 2007.

CHANSON, Hubert. **The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction**. 2. ed. Burlington: Elsevier, 2004. 585 p.

CHOW, Ven Te. **Open Channel Hydraulics**. Estados Unidos: Mcgraw-hill Book Company, 1959. 680 p.

COLLISCHONN, Walter. **Análise do rompimento hipotético da Barragem de Ernestina-RS**. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, UFRGS, Porto Alegre, 1997.

COLLISCHONN, Walter; TUCCI, Carlos E. M. Análise do Rompimento Hipotético da Barragem de Ernestina. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 2, n. 2, p.191-206, jul - dez. 1997.

COLLISCHONN, Walter; DORNELLES, Fernando. Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais. Porto Alegre: Coleção ABRH, 2013. 350 p.

COMITÊ BRASILEIRO DE BARRAGENS (CBDB). **Guia Básico de Segurança de Barragens**. São Paulo: 1999. 78 p.

\_\_\_\_\_. **A história das barragens no Brasil, Séculos XIX, XX e XXI: Cinquenta anos do Comitê Brasileiro de Barragens**. Rio de Janeiro: Sindicato Nacional dos Editores de Livros, 2011. 533 p.

COSTA, John E. **Floods from dam failures**. Denver: 1985. 59 p.

CUNGE, J. A. On the subject of flood propagation computation method (Muskingum method), **Journal of Hydraulic Research**, v. 7 n. 2 p. 205-230, 1969.

DAMS SECTOR. **Estimating Loss of Life for Dam Failure Scenarios**. U. S. Department of Homeland Security, 2011. 94 p.

ELETROBRÁS. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas**. 2003. 279 p.

FAN, Fernando Mainardi et al. Avaliação de um método de propagação de cheias em rios com aproximação inercial das equações de Saint-Venant. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 19, n. 4, p.137-147, out - dez. 2014.

FERLA, Rute et al. **Utilização de diferentes equações empíricas na previsão de características de inundação proveniente do rompimento de barragens**. In: XIII Simpósio de Hidráulica e Recursos Hídricos dos Países de Língua Portuguesa, 2017. Porto: 2017.

FRANCO, Carlos Sérgio Souza Pinto de Almeida. **Segurança de Barragens: Aspectos Regulatórios**. 2008. 136 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia do Meio Ambiente, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2008.

FREAD, D. L. **DAMBRK: The NWS dam-break flood forecasting model**, National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, Md: 1984.

\_\_\_\_\_. **BREACH: an erosion model for earthen dam failures**. Maryland: National Weather Service, 1991.

\_\_\_\_\_. **The NWS DAMBRK model:** Theoretical background/User documentation. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service, NOAA, Silver Spring, Maryland. 123 p., 1991.

\_\_\_\_\_. **NWS FLDWAV model:** The replacement of DAMBRK for dam-break flood prediction. Dam Safety, 10<sup>th</sup> Annual ASDSO Conf., Association of State Dam Safety Officials, Lexington: 1993. p177–184.

FREAD, D. L.; LEWIS, J. M. **NWS FLDWAV Model: theoretical description and user documentation.** National Weather Service (NWS), NOAA, Office of Hydrology, Hydrologic Research Laboratory, Silver Springs – Maryland, 335 p., 1998.

FROEHLICH, David. C. First International Conference Water Resources Engineering, New York. **Embankment dam breach parameters revisited.** New York: American Society of Civil Engineers, 1995a. 5 p.

\_\_\_\_\_. Peak outflow from breached embankment dam. **Journal of Water Resources Planning and Management**, v. 121, n. 1, p.90-97. 1995b.

\_\_\_\_\_. Embankment Dam Breach Parameters and their Uncertainties. **Journal of Hydraulic Engineering**, Denver, v. 134, n. 12, p.1708-1721, dez. 2008.

\_\_\_\_\_. Predicting Peak Discharge from Gradually Breached Embankment Dam. **Journal of Hydrologic Engineering**, [s.l.], v. 21, n. 11. American Society of Civil Engineers (ASCE), 2016.

GRAHAM, Wayne J. **A Procedure for Estimating Loss of Life Caused by Dam Failure.** Denver: U. S. Department of Interior/Bureau of Reclamation, 1999. 46 p.

GRIMALDI, S.; VESCO, R.; PATROCCO, D.; POGGI D. **A synthetic method for assessing the risk of dam flooding.** 78<sup>th</sup> ICOLD Annual Meeting, Hanoi (Vietnã), 2010.

HAGEN, V. K. **Re-evaluation of design floods and dam safety.** XIV Congress of International Commission on Large Dams, Rio de Janeiro, 1982.

IBAMA, Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis. **Laudo Técnico Preliminar: Impactos Ambientais decorrentes do desastre envolvendo o rompimento da barragem de Fundão, Mariana, Minas Gerais.** 2015. 38 p.

INTERNATIONAL RIVERS. Imagem p&b. Barragem Banqiao após o acidente de 1975, Rio Huai, China. Disponível em <<https://goo.gl/QmDU9U>> Acesso em 21.Jan.2018.

JANSEN, Robert B. **Dams and Public Safety:** A Water Resources Technical Publication. Denver: 1983. 345 p.

LAURIANO, André Wilhiam. **Estudo de ruptura da Barragem de Funil: comparação entre os modelos FLDWAV e HEC-RAS.** 251 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

LAURIANO, André William et al. **CONGRESSO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA**, 2010, Punta del Este. Modelagem da onda de cheia proveniente de ruptura hipotética de barragem: Comparação entre os modelos HEC-RAS e FLDWAV. Punta del Este: 2010. 15 p.

MASCARENHAS, Flavio Cesar Borba. **Modelação matemática de ondas provocadas por ruptura de barragens**. 291 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação de Engenharia, Coppe/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

McCULLY, P. **Silenced Rivers: The Ecology and Politics of Large Dams**. Zed Books, London, 2001.

MELO, J. F. de. **Dam-Break Flood Risk Assessment**. Second International Dam World Conference. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, Portugal, p. 47 – 56, 2015.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA - MME (Brasil) (Org.). **Balanco Energético Nacional**. Brasília: 2016.

PAQUIER, A., ROBIN, O. CASTOR: Simplified Dam-Break Wave Model. **Journal of Hydraulic Engineering**. Vol. 123, No. 8. p. 724-727. 1997.

PEREIRA, Geraldo Magela. **Projeto de Usinas Hidrelétricas: Passo a Passo**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2015. 520 p.

PIERCE, Michael W. et al. Predicting Peak Outflow from Breached Embankment Dams. **Journal of Hydrologic Engineering**. p. 338-349. Maio 2010.

PORTAL ORÓS. Imagem p&b. Barragem de Orós após o acidente de 1960, Rio Jaguaribe, Brasil. Disponível em <<http://portaloros.blogspot.com.br/p/nossa-historia.html>> Acesso em 30.jan.2018.

PORTUGAL. Decreto nº 344, de 15 de outubro de 2007. **Regulamento de Segurança de Barragens**. Portugal, 15 out. 2007. p. 7459-7474.

QUEENSLAND. QUEENSLAND GOVERNMENT. (Org.). **Guidelines for Failure Impact Assessment of Water Dams**. Queensland: Department of Energy and Water Supply, 2012. 39 p.

ROCHA, Felipe Figueiredo; PALMIER, Luiz Rafael. **Retroanálise da brecha de ruptura da barragem de contenção de rejeitos São Francisco, Mirai, Minas Gerais**. In: XXI SIMPÓSIO BRASILEIRO DE RECURSOS HÍDRICOS, 2015. Brasília: 2015.

SALIBA, Aloysio Portugal Maia. **Uma nova abordagem para análise de ruptura por galgamento de barragens homogêneas de solo compactado**. 193 f. Tese (Doutorado) - Curso de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, UFMG, Belo Horizonte, 2009.

SARAIVA, Lorena Silva. **Comparação entre critérios para determinação de hidrogramas de ruptura de barragens**. 79 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2014.

SERAFIM, J. L. **Safety of dams judged from failures**. Water Power and Dam Construction, Sutton, v. 33, n. 12, p.32-35, Dezembro 1981.

SMITH, N. **A History of dams**. Peter Davis, London, 1971.

SYLVESTER, Arthur Gibbs. **TETON DAM FAILURE, 5 JUNE 1976**. University of California, Santa Barbara. Disponível em <[http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton\\_Dam/Teton%20Dam.html](http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/Teton%20Dam.html)> Acesso em: 07 fev. 2018.

TOMAZ, Plínio. **Falhas em Pequenas Barragens: Curso de Manejo de águas pluviais**. 2013. 23 p.

TUCCI, Carlos E. M. **Modelos Hidrológicos**. Porto Alegre: Universidade UFRGS/Coleção ABRH, 1998. 668 p.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION (USBR). **Design of Small Dams**. 3. ed. Washington: 1987. 904 p.

\_\_\_\_\_. **Downstream Hazard Classification Guidelines**. ACER Technical Memorandum No. 11, Assistant Commissioner-Engineering and Research, Denver, Colorado, Dezembro 1988, 57 p.

\_\_\_\_\_. **Policy and Procedures for Dam Safety Modification Decisionmaking**. Denver: Department of Interior, 1989. 302 p.

UEMURA, Sandra. **Instrumentação de avaliação e gestão de impactos gerados por rupturas de barragens**. 222 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Hidráulica, USP, São Paulo, 2009.

USACE – U.S. Army Corps of Engineers. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 1. Davis: 1995a.

\_\_\_\_\_. **The HEC Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)**. Hydrologic Engineering Center. Davis: 1995b.

\_\_\_\_\_. **Using HEC-RAS for Dam break studies**. Hydrologic Engineering Center. Washington: 2014. 74 p.

\_\_\_\_\_. **HEC-RAS, River Analysis System**. Hydraulic Reference Manual. Version 5.0. Davis: 2016.

WISEU, Maria Teresa; ALMEIDA, António Betâmio de. Gestão do risco nos vales a jusante de barragens. **Revista Territorium**, n. 18, p.33-42, ago. 2011.

WISEU, Maria Teresa. **Planos de Ação de Emergência e a Política Nacional de Segurança de Barragens**. Bento Gonçalves: Visual, 2013. 35 slides, color.

VON THUN, J. L.; GILLETTE. D. R. 1990, **Guidance on Breach Parameters**, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado: 1990, 17 p.

Wahl, T. L. **Prediction of embankment dam breach parameters: A literature review and needs assessments** Dam Safety Rep. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, 1998.

\_\_\_\_\_. Uncertainty of Predictions of Embankment Dam Breach Parameters. **Journal of Hydraulic Engineering**, Denver, v. 130, n. 5, p.389-397, Maio 2004.

WETMORE, J. N; FREAD, D. L. **The NWS Simplified Dam-break Flood Forecasting Model**. Maryland, 1981. 24 p.

\_\_\_\_\_. **The NWS Simplified Dam-break Flood Forecasting Model**. [S. l.], 1991. 31 p.

XU, Y.; ZHANG, L. M. Breaching Parameters for Earth and Rockfill Dams. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. p. 1957-1970. Dez. 2009.

ZHANG, L. M.; XU, Y.; JIA, J. S. **Analysis of Earth Dam Failures - A database approach**. In: First International Symposium on Geotechnical Safety & Risk. Shanghai. China. 2007.

ZHANG, Limin et al. **Dam Failure Mechanisms and Risk Assessment**. Pondicherry: John Wiley & Sons Singapore, 2016. 499 p.

ZUFFO, Monica Soares Resio. **Metodologia para avaliação da segurança de barragens**. 207 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2005.



## APÊNDICE 1: DADOS DE ENTRADA NAS SIMULAÇÕES DO SOFTWARE HEC-RAS

Na Tabela 45 estão indicados os dados de entrada utilizados nas simulações do *software* HEC-RAS que serviram como estudo de caso em 6.2, e que estão dispostos nos relatórios de *Dam Break* cedidos pelos empreendedores.

Tabela 45: Dados de entrada das simulações, indicados nos relatórios de Dam Break.

Dado		Barragem "A"	Barragem "B"	Barragem "C"
Modo de falha		Galgamento	Galgamento	Galgamento
Equação de previsão de vazão máxima		Froehlich (1995b)	Froehlich (1995b)	Froehlich (1995b)
Características da brecha de ruptura	Profundidade (m)	37	42	83
	Largura média (m)	34	132	167,8
	Tempo de formação (h)	0,15	1	0,79
	Declividade lateral (H:V)	1:1	1:1	1:1
Coeficientes de Manning (n)	Leito	0,030	0,025 a 0,050	0,035 a 0,050
	Margens	0,080	0,050 a 0,080	0,050 a 0,080
Espaçamento entre seções transversais (m)		-	50 a 100	100
Condições de contorno	Montante	Hidrograma de entrada	Hidrograma de entrada	Hidrograma de entrada
	Jusante	Escoamento uniforme	Escoamento uniforme	Escoamento uniforme
Intervalo de tempo computacional (s)		1	30	60

Tabela 46: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem "A".

Seção A		Seção B		Seção C		Seção D		Seção E	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
80	980,00	40	948,00	50	931,00	40	922,00	44	905,20
140	964,00	64	936,50	81	924,60	52	913,60	50	902,00
200	960,00	100	936,00	96	923,60	56	911,60	59	899,20
260	956,00	132	935,00	120	923,20	68	911,20	64	898,00
300	953,60	144	932,70	128	923,00	92	910,70	68	897,70
320	953,60	172	932,70	148	923,00	120	910,70	72	897,70
340	956,00	182	935,00	152	923,20	134	911,20	77	898,00
360	960,00	184	936,00	158	923,60	138	911,60	88	899,20
375	964,00	186	936,50	172	924,60	146	913,60	126	902,00
412	980,00	212	948,00	200	931,00	165	922,00	156	905,20
Seção F		Seção G		Seção H		Seção I		Seção J	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
95	880,00	70	864,00	100	855,40	90	849,00	65	840,00
116	877,40	88	859,00	120	854,00	116	844,00	82	834,40
125	876,00	99	857,00	160	852,00	126	842,00	112	831,80
135	874,40	103	856,00	187	850,00	134	840,80	124	830,80
136	874,00	111	854,90	200	849,30	138	840,60	132	830,70
140	874,00	113	854,90	203	849,30	142	840,60	136	830,70
150	874,40	120	856,00	210	850,00	147	840,80	140	830,80
188	876,00	125	857,00	232	852,00	160	842,00	155	831,80
221	877,40	135	859,00	253	854,00	196	844,00	188	834,40
260	880,00	160	864,00	275	855,40	260	849,00	212	840,00
Seção K		Seção L		Seção M		Seção N			
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)		
50	820,00	85	805,00	80	795,20	340	790,00		
71	814,80	140	802,80	108	789,80	360	784,40		
84	814,00	177	800,80	132	786,60	395	783,20		
94	813,20	192	799,80	134	786,40	480	780,00		
106	812,90	220	798,80	138	785,80	505	779,90		
108	812,90	223	798,80	142	785,80	515	779,90		
120	813,20	230	799,80	170	786,40	550	780,00		
132	814,00	240	800,80	290	786,60	650	783,20		
146	814,80	268	802,80	493	789,80	706	784,40		
160	820,00	300	805,00	535	795,20	725	790,00		

Tabela 47: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem "B".

Seção A		Seção B		Seção C		Seção D	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
1000	126,00	970	125,00	100	121,00	480	113,00
1050	124,00	1040	120,00	340	119,00	520	110,00
1100	122,00	1100	118,00	520	115,00	560	108,00
1200	120,00	1200	116,00	560	114,00	620	105,00
1500	117,50	1400	113,90	840	113,20	680	104,00
1575	117,50	1520	113,90	920	113,20	800	104,00
1900	120,00	1640	116,00	1040	114,00	880	105,00
1980	122,00	1680	118,00	1120	115,00	1040	108,00
2100	124,00	1720	120,00	1300	119,00	1280	110,00
2200	126,00	1900	125,00	1500	121,00	1400	113,00

Seção E		Seção F		Seção G		Seção H	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
450	106,00	650	100,00	520	102,50	560	100,00
490	104,00	770	98,50	600	98,50	650	97,50
530	101,60	850	97,00	635	97,50	760	95,00
560	100,00	950	95,00	720	95,00	840	94,00
640	99,00	1000	94,00	840	93,70	1000	92,50
780	99,00	1200	94,00	1000	93,70	1080	92,50
860	100,00	1310	95,00	1140	95,00	1280	94,00
905	101,60	1400	97,00	1200	97,50	1480	95,00
970	104,00	1460	98,50	1220	98,50	1620	97,50
1020	106,00	1540	100,00	1280	102,50	1720	100,00

Tabela 48: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem "C", parte 1/2.

Seção A		Seção B		Seção C		Seção D		Seção E		Seção F	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
170	920,00	450	838,00	450	800,00	130	740,00	80	760,00	450	600,00
380	875,00	600	820,00	560	760,00	200	728,00	270	680,00	500	583,50
430	864,80	640	814,00	620	753,30	265	712,00	315	672,00	530	578,00
478	858,50	680	809,00	680	753,00	295	701,00	580	676,50	575	573,50
575	864,80	780	794,00	725	750,50	320	690,00	660	676,00	600	572,00
660	858,50	810	800,00	765	741,00	330	688,50	710	670,00	640	571,00
725	842,50	840	805,00	780	740,50	360	685,50	820	647,00	680	571,00
800	858,50	900	807,00	800	742,00	400	686,00	880	659,50	720	569,70
820	864,80	940	805,00	822	744,00	430	688,50	1150	689,00	780	570,70
868	875,00	975	800,00	926	750,50	455	690,00	1190	689,00	800	568,00
1000	904,00	1015	799,50	990	752,00	505	701,00	1230	680,00	830	570,70
		1040	800,00	1030	748,00	555	712,00	1290	650,00	880	570,00
		1135	813,00	1140	775,00	600	718,00	1320	643,50	915	569,00
		1220	808,00	1200	785,00	640	720,00	1410	660,00	935	571,50
		1320	813,50			690	720,00	1610	680,00	965	574,00
		1450	810,00			745	712,00	1890	730,00	1015	576,00
		1470	809,70			828	701,00	2000	708,00	1025	576,00
		1500	809,00			905	695,40	2230	691,00	1040	575,00
		1580	813,00			1025	701,00	2280	667,00	1080	569,50
		1700	815,00			1110	708,00	2410	680,00	1190	566,00
						1145	712,00	2450	682,00	1225	566,00
						1190	720,00	2570	677,00	1255	567,50
						1290	740,00	2800	700,00	1305	570,00
										1340	575,00
										1360	578,00
										1375	583,50
										1400	600,00

Tabela 49: Coordenadas verticais e horizontais das seções transversais da Barragem "C", parte 2/2.

Seção G		Seção H		Seção I		Seção J		Seção L		Seção M	
Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)	Coordenada horizontal (m)	Coordenada vertical (m)
120	580,00	2000	550,00	1130	550,00	650	531,50	600	520,00	1800	520,00
167	560,00	2450	546,70	1380	540,00	880	522,00	930	515,00	2400	508,00
230	554,50	2620	544,80	1630	537,20	1000	520,00	1900	520,00	2600	508,20
280	550,50	2740	543,80	1800	536,30	1910	520,50	2400	530,00	2800	510,00
340	541,20	3050	540,00	1930	534,20	2200	520,00	3350	520,00	3050	521,00
440	548,50	3360	539,90	2040	533,20	2320	518,80	3720	514,00	4150	521,00
470	549,50	3400	540,50	2170	534,60	2430	520,00	3970	517,50	4480	510,00
515	550,00	3450	538,50	2420	535,90	2580	517,60	4730	511,80	4750	506,00
665	554,50	3500	539,00	2820	540,20	2710	520,00	4950	510,00	5000	505,00
800	560,00	3570	539,20	3300	539,50	2840	520,90	5040	510,00	5330	501,00
840	561,00	3730	537,50	3530	536,90	2990	519,10	5150	508,00	5800	506,70
		3820	537,20	3750	539,50	3200	518,90	5300	511,80	6240	502,00
		3900	537,90	3950	540,00	3350	520,00	5400	510,50	6680	507,00
		4160	542,20	4300	544,60	3680	525,30	5600	514,50	6915	500,00
		4240	543,00	4600	548,00	3860	523,70	5800	515,90	7000	508,00
		4400	544,00			4150	530,50	5930	515,00	7160	513,00
		4450	544,80					6090	511,80	7400	516,00
		4540	546,70					6280	518,50	7700	522,00
		4670	550,00					6390	519,50		
		4800	560,00					6580	518,00		
								6700	515,00		
								7000	526,30		

## APÊNDICE 2: RESULTADOS DAS ANÁLISES A5 À A8

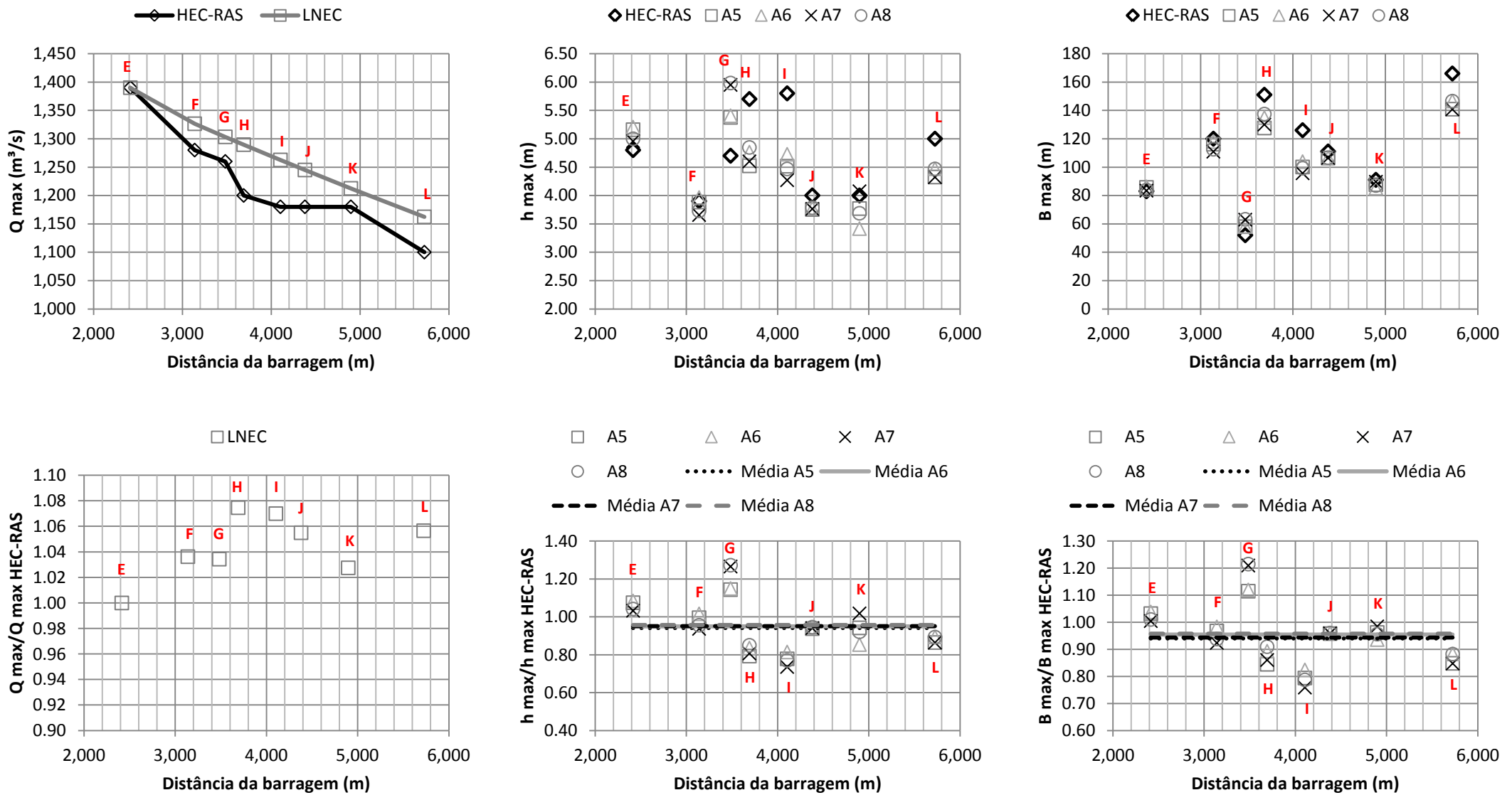


Figura 63: Compilado de resultados para as análises A5 à A8.

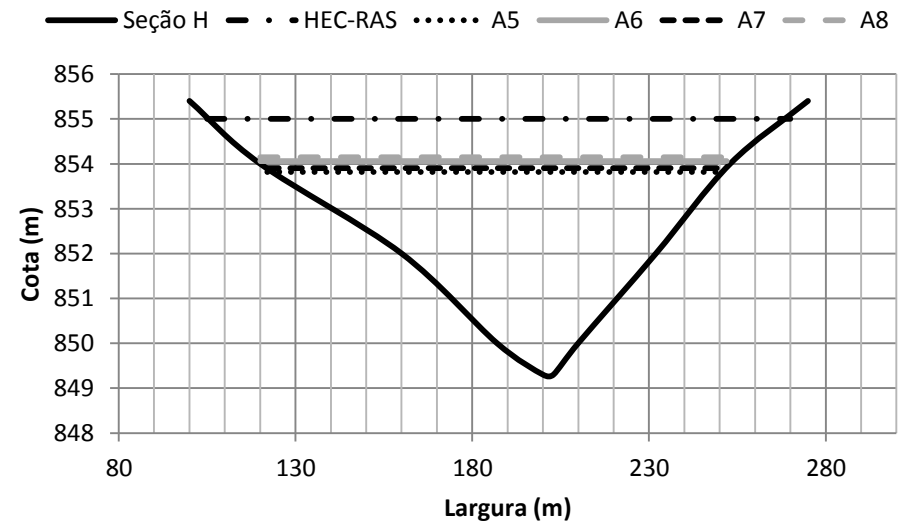
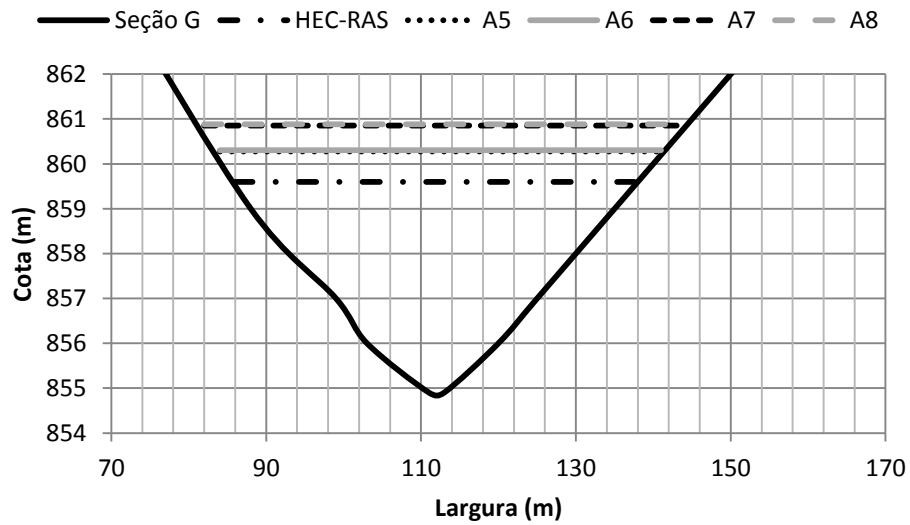
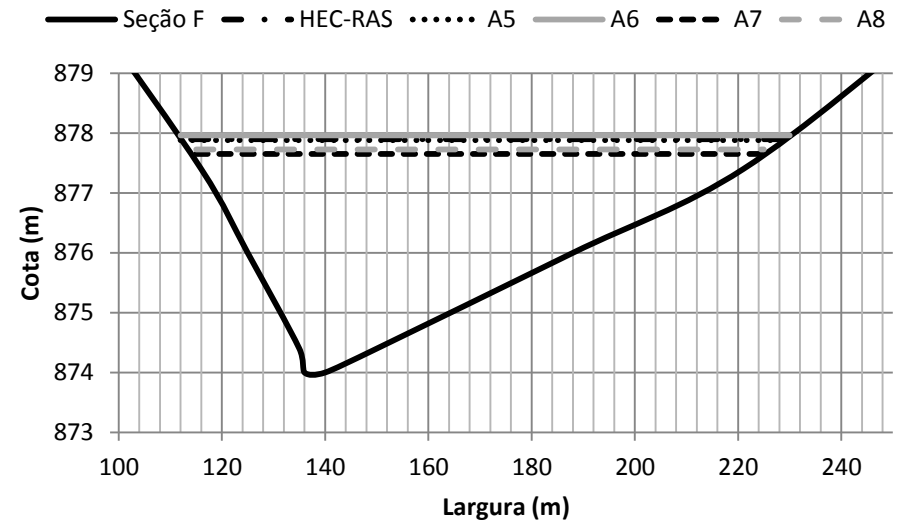
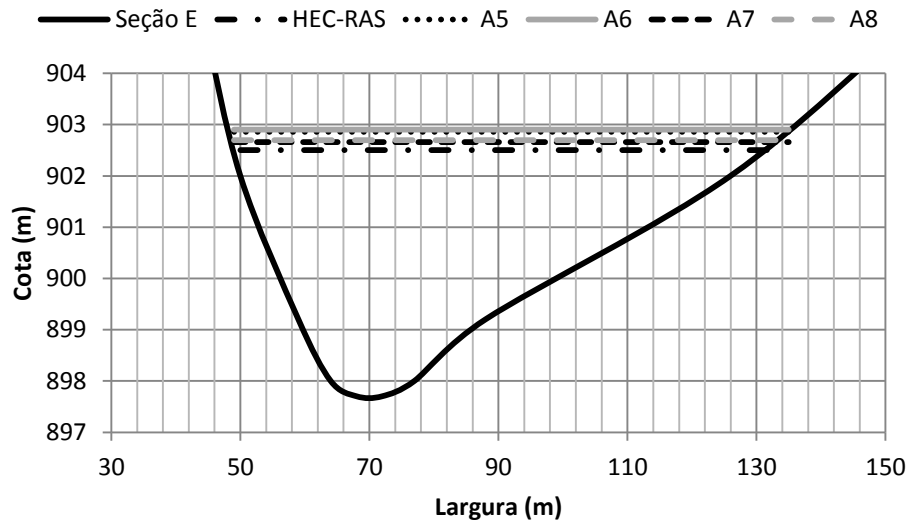


Figura 64: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A5 à A8 – Seções E à H.

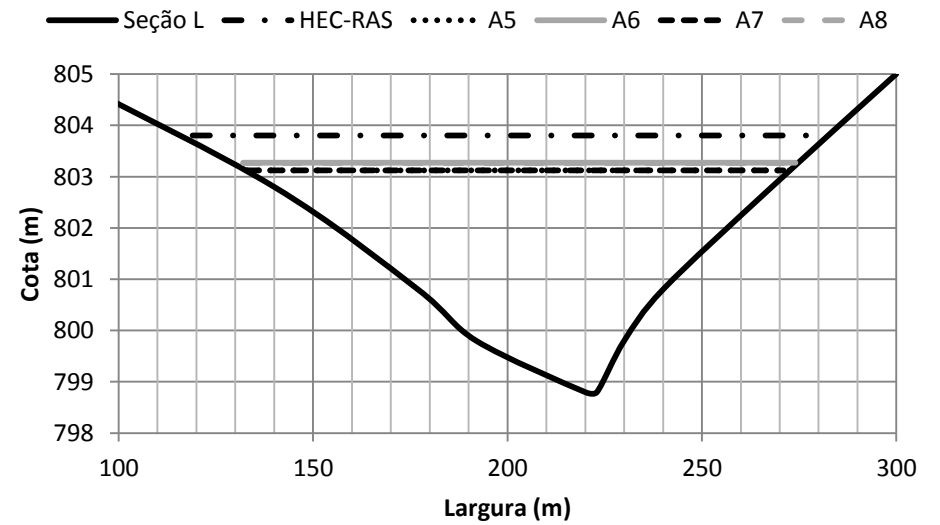
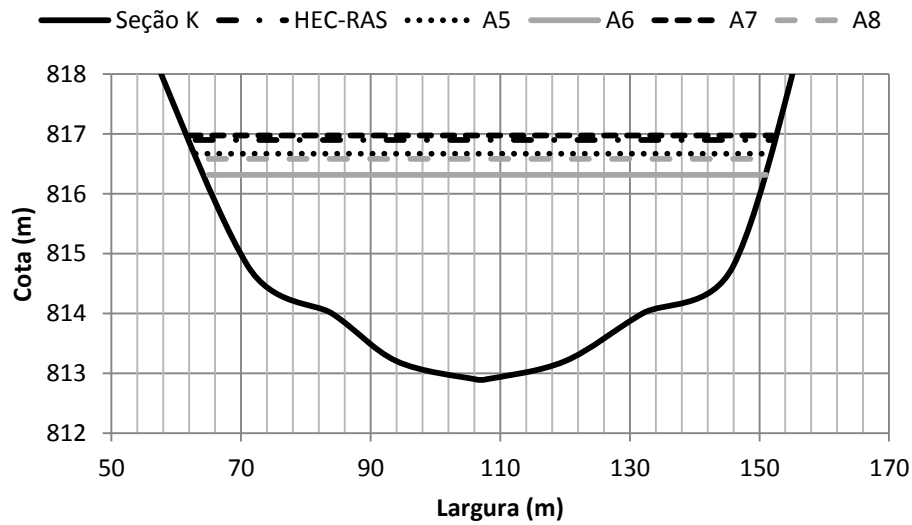
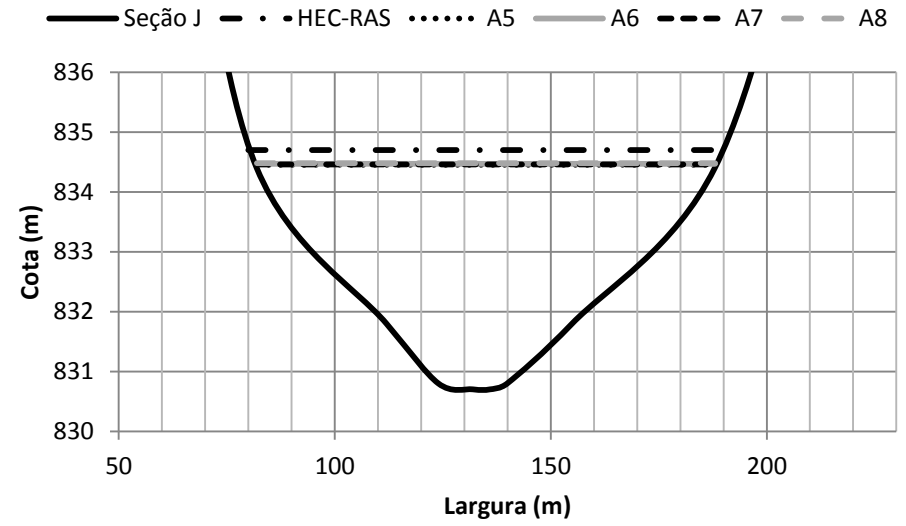
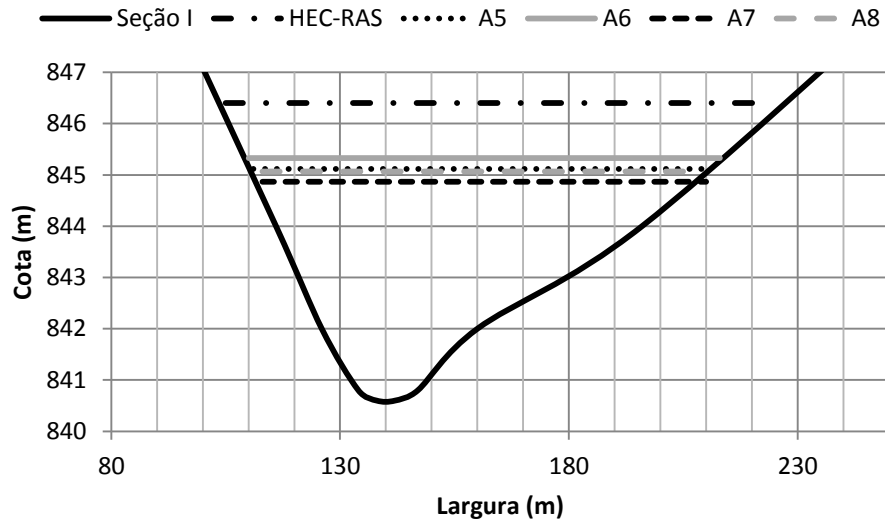


Figura 65: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A5 à A8 – Seções I à L.



### APÊNDICE 3: RESULTADOS DAS ANÁLISES A9 À A12

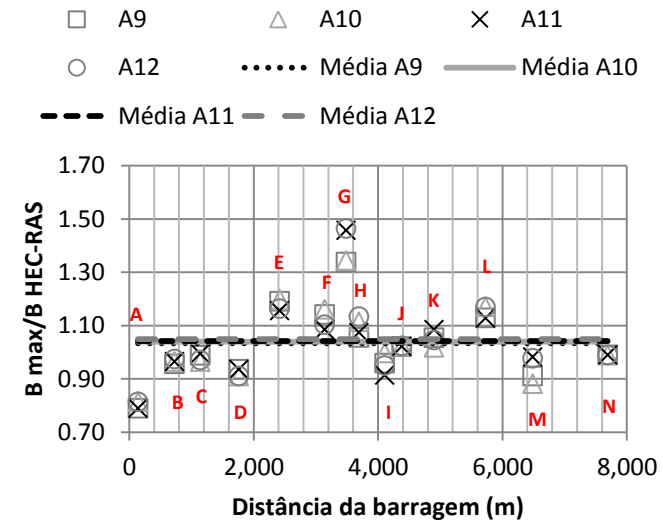
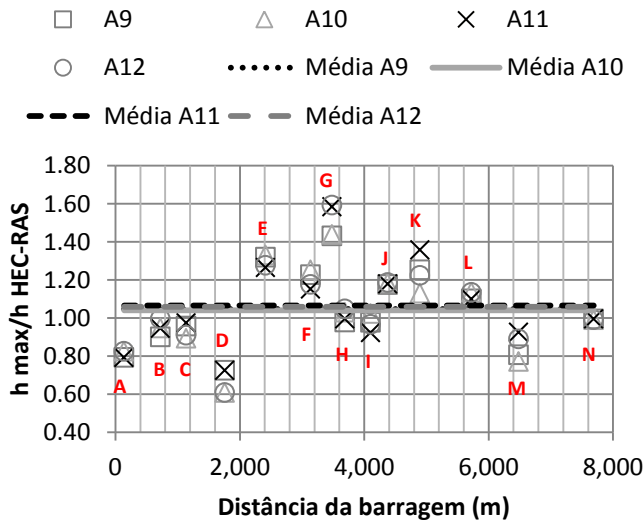
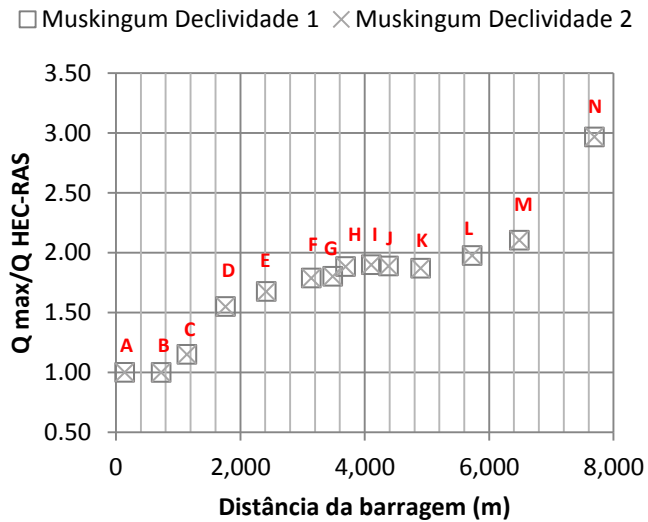
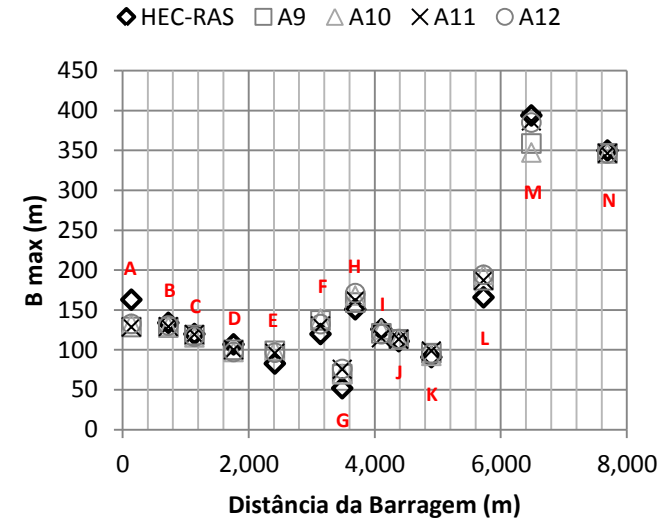
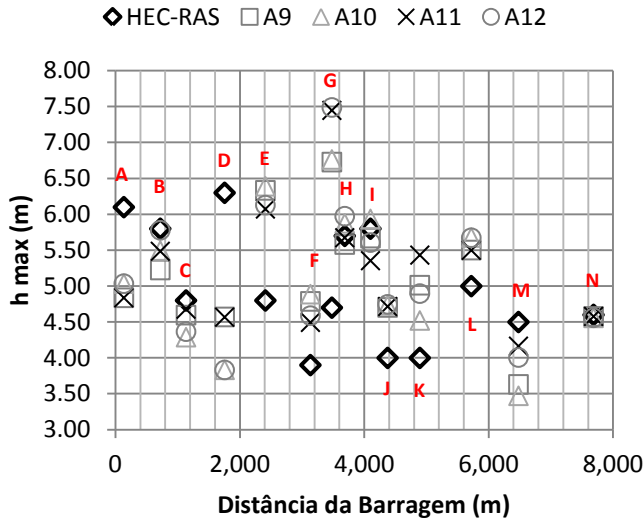
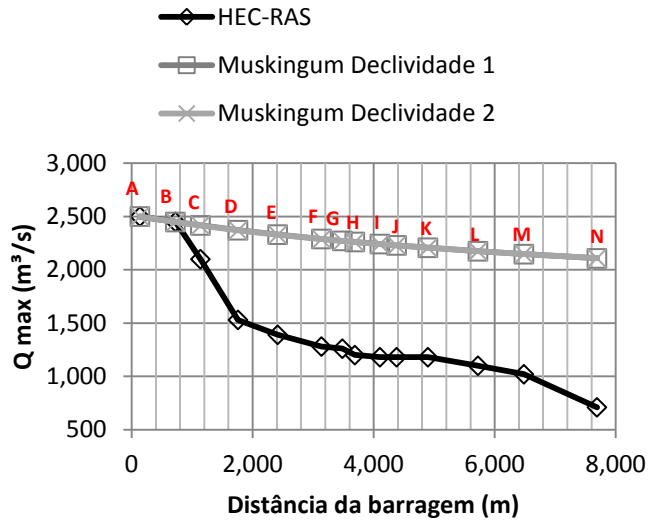


Figura 66: Compilado de resultados para as análises A9 à A12.

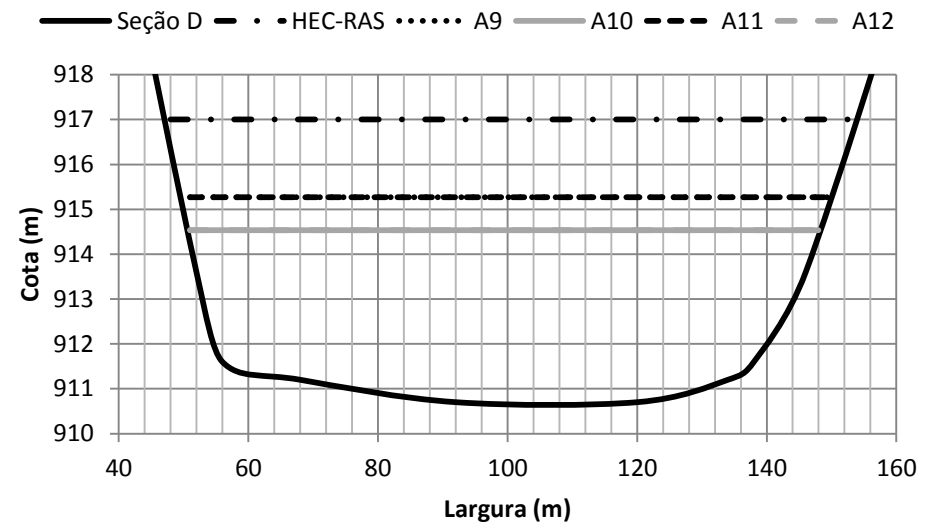
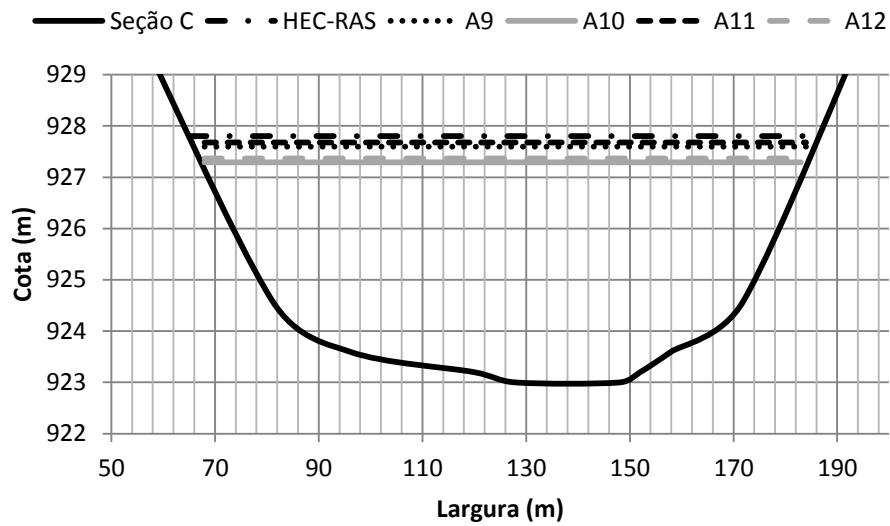
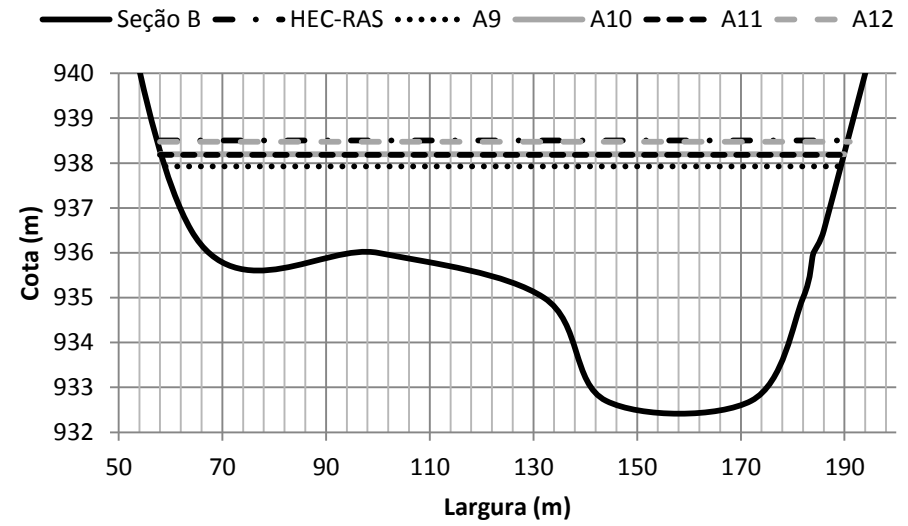
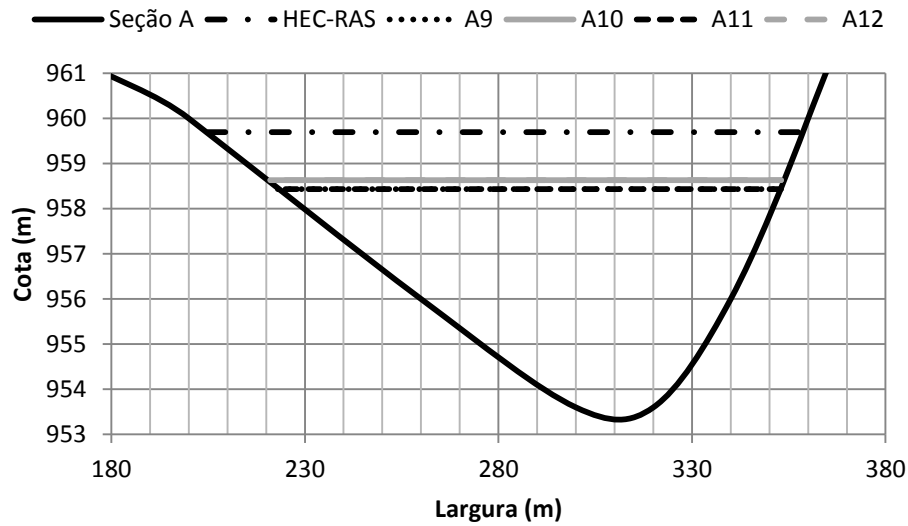


Figura 67: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções A à D.

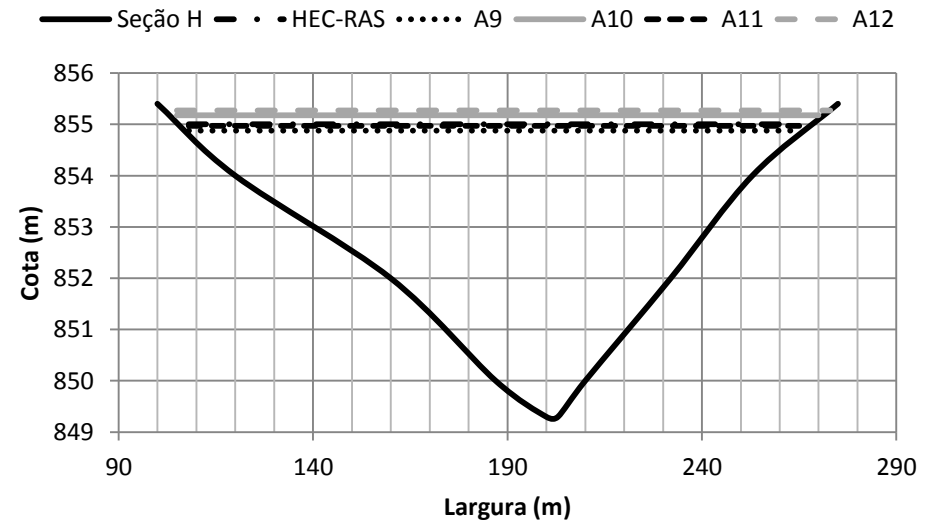
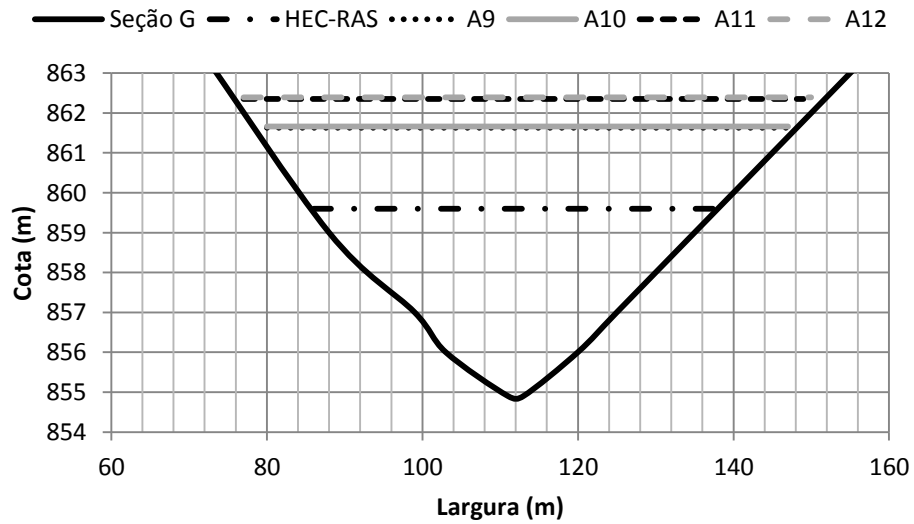
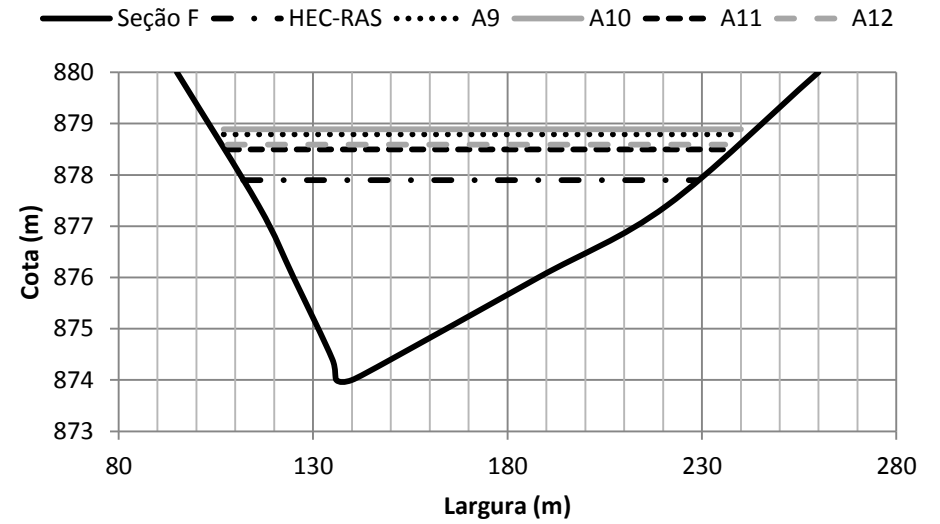
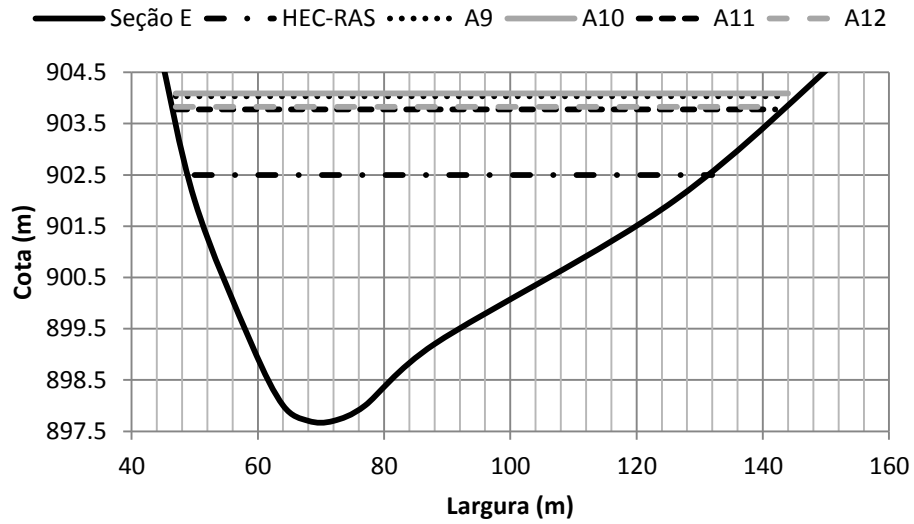


Figura 68: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções E à H.

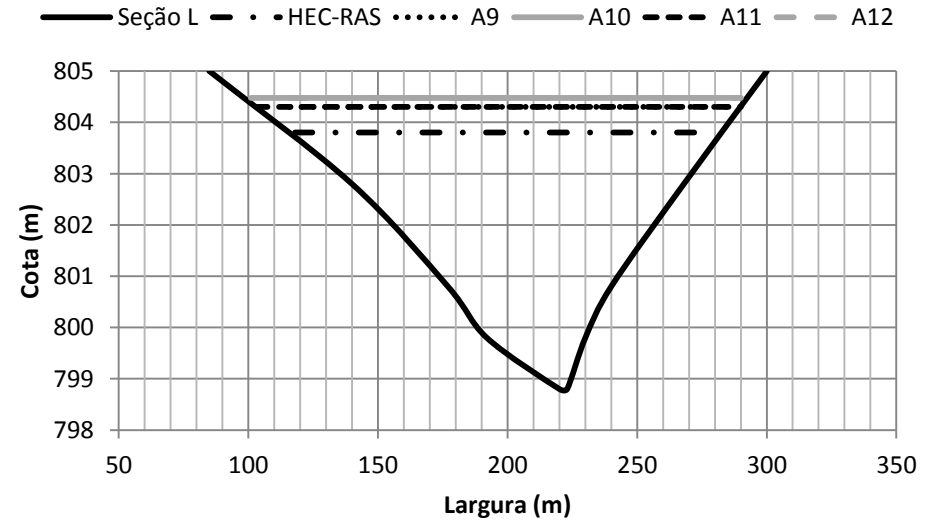
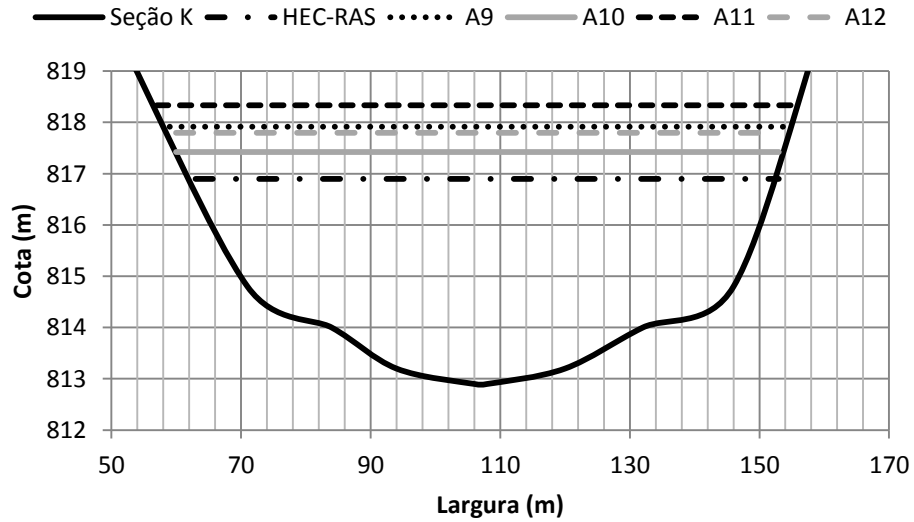
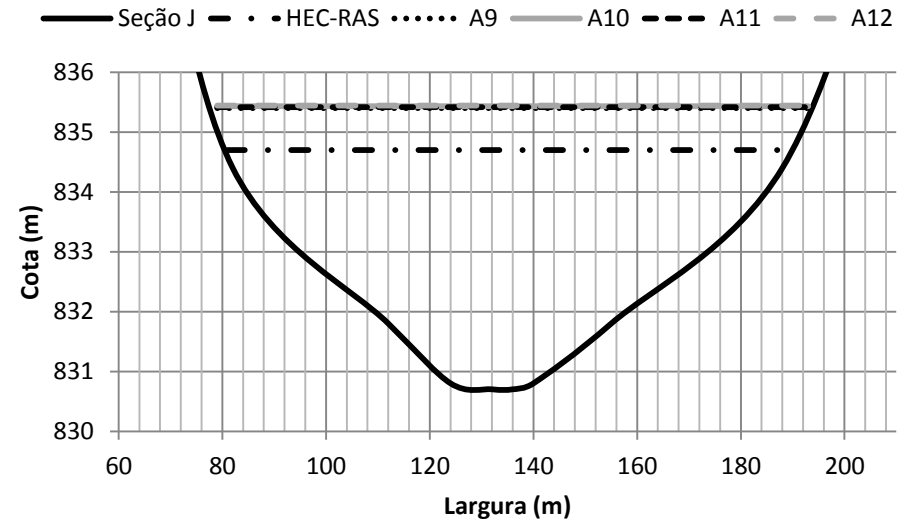
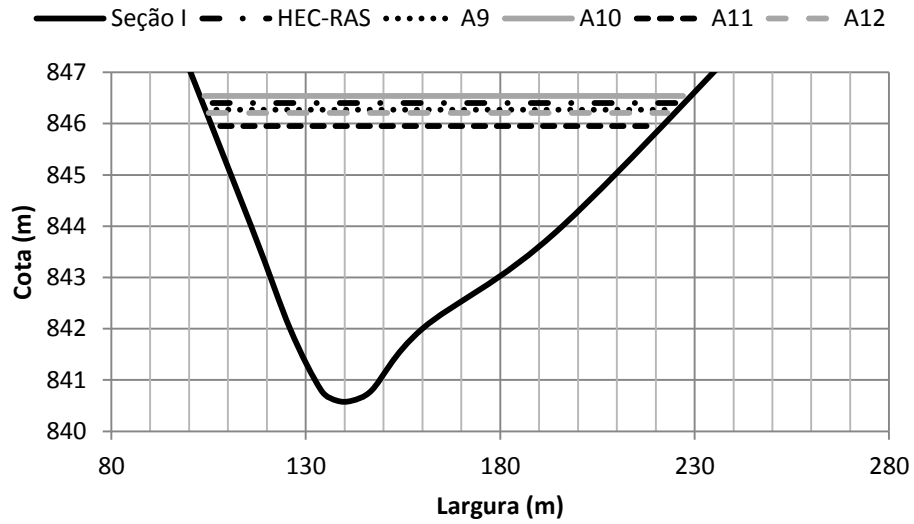


Figura 69: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções I à L.

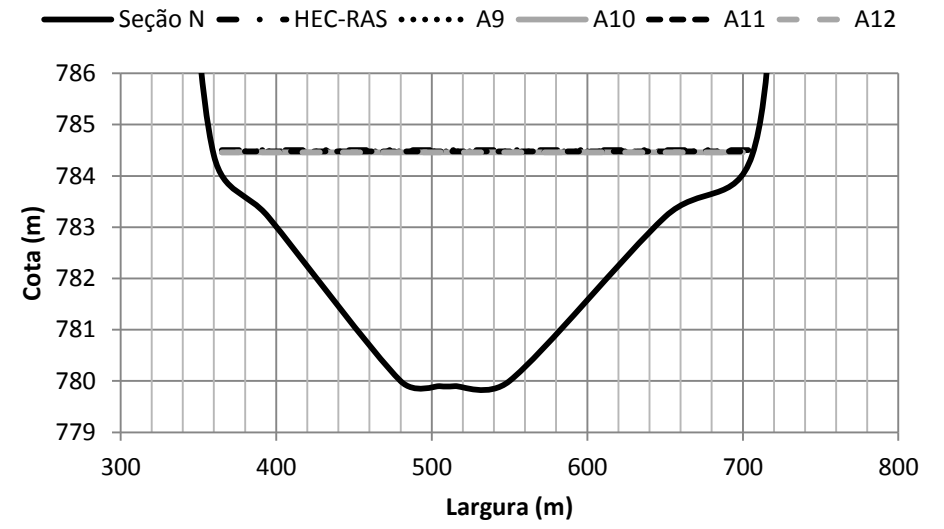
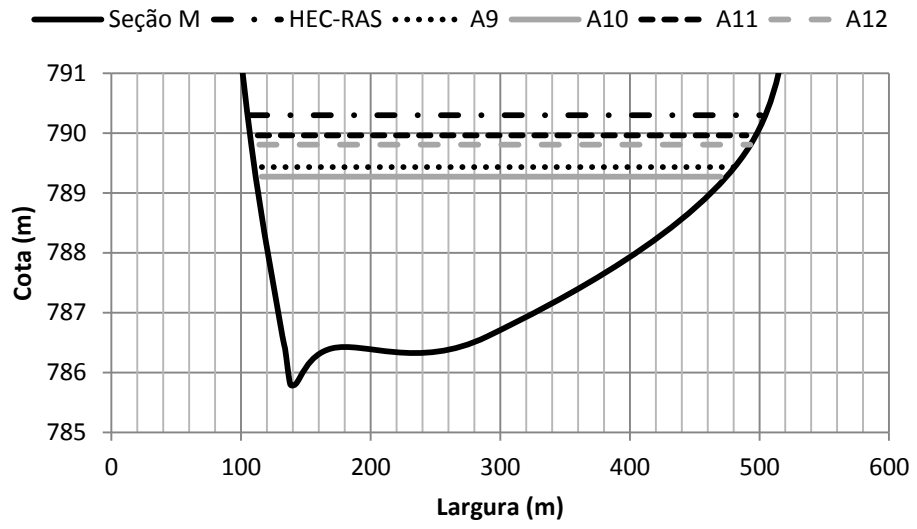


Figura 70: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A9 à A12 – Seções M e N.

### APÊNDICE 4: RESULTADOS DAS ANÁLISES A13 À A16

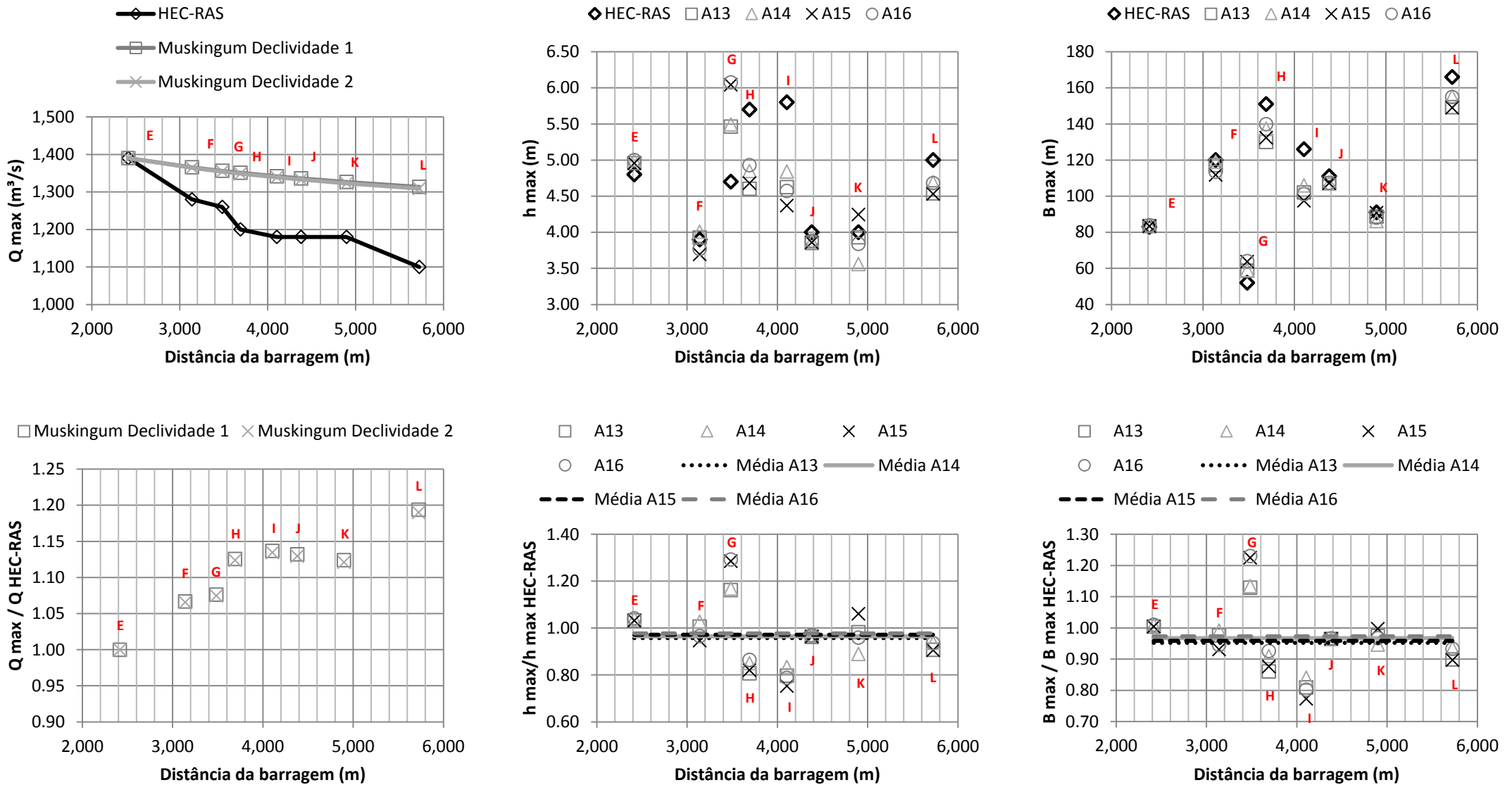


Figura 71: Compilado de resultados para as análises A13 à A16.

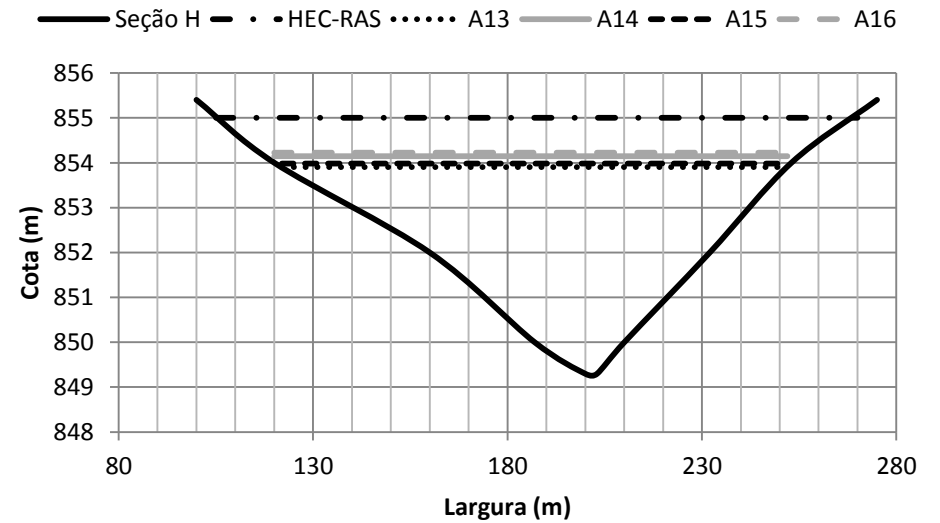
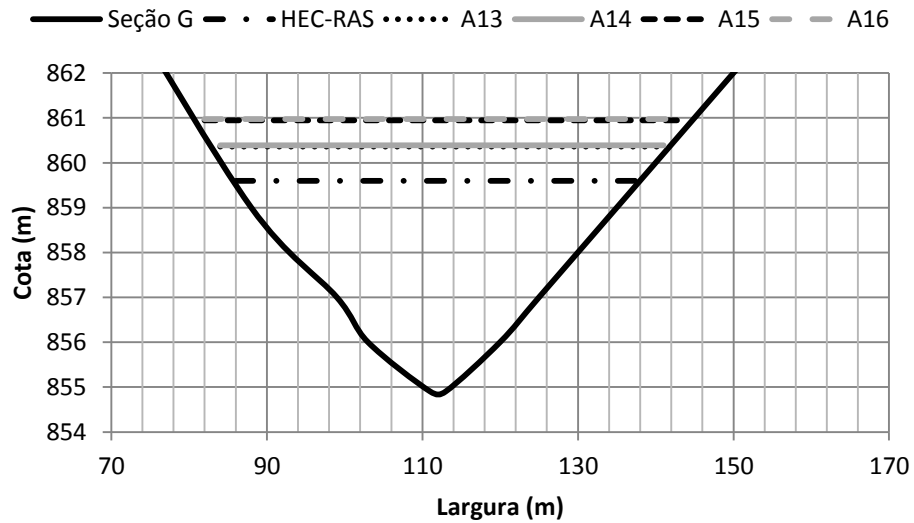
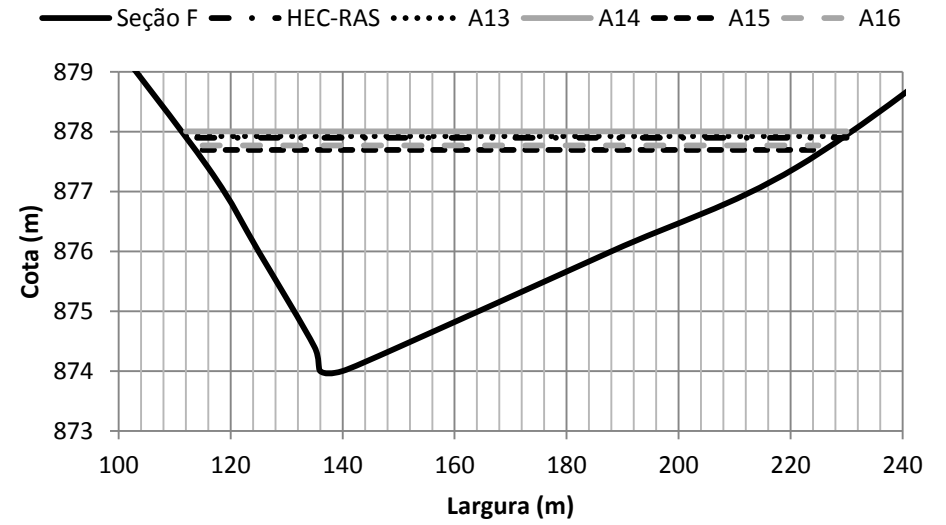
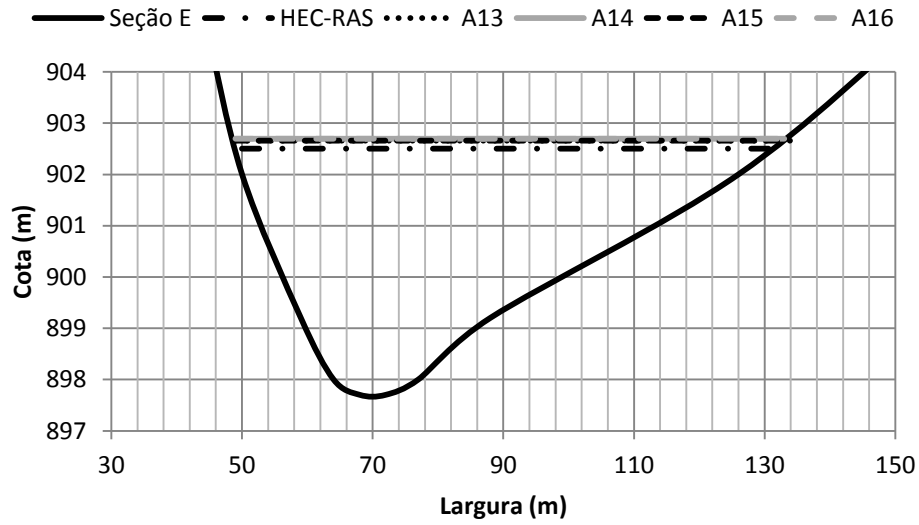


Figura 72: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A13 à A16 – Seções E à H.

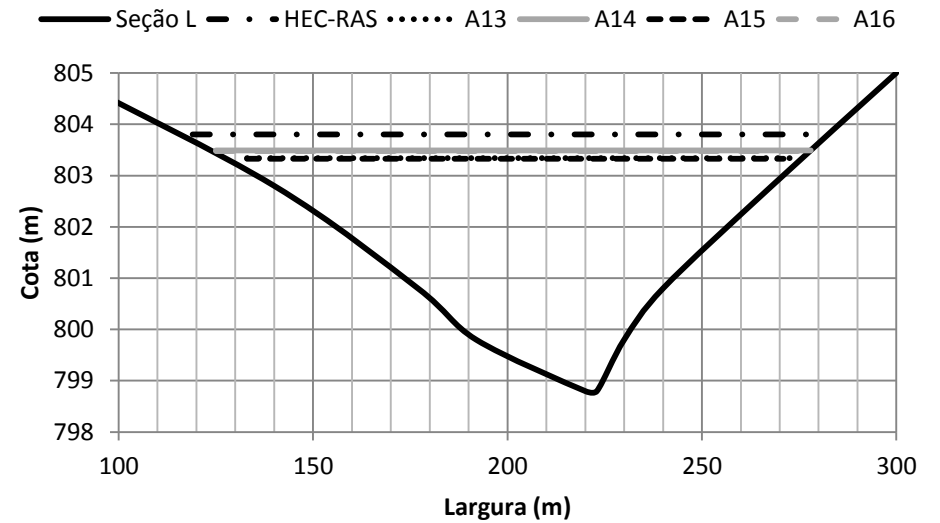
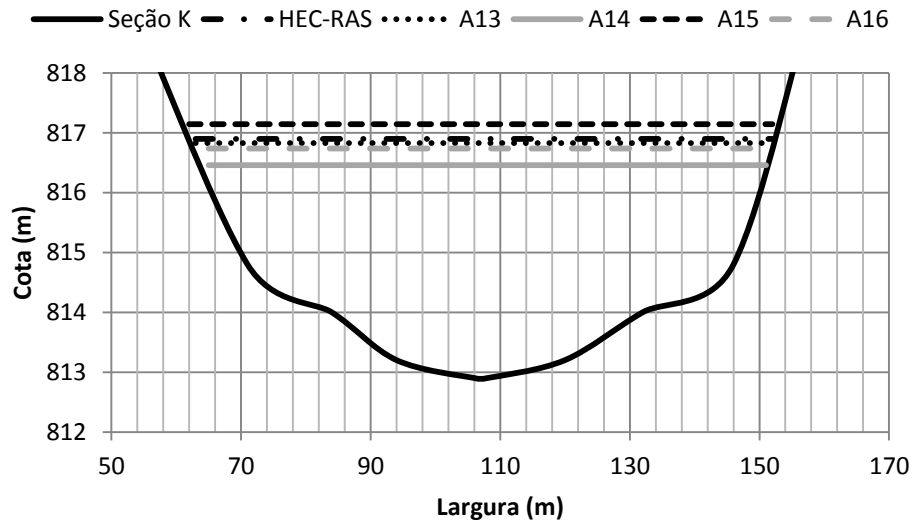
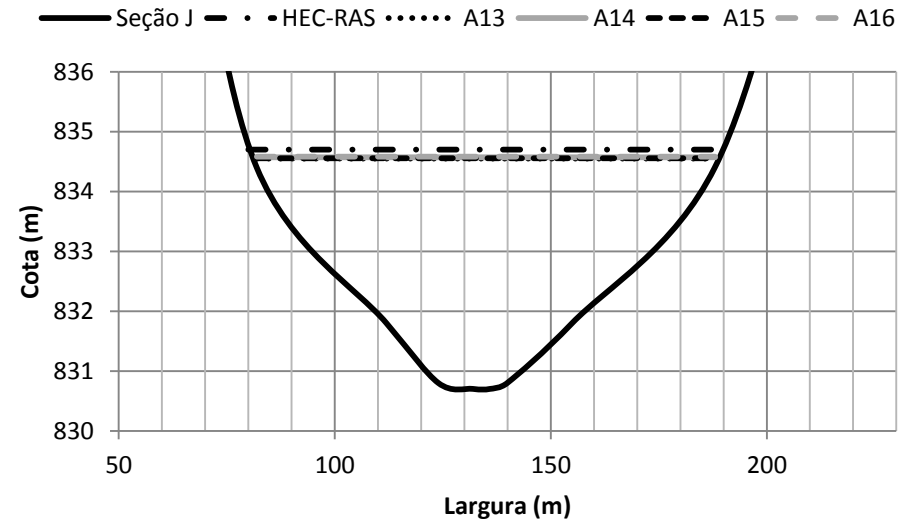
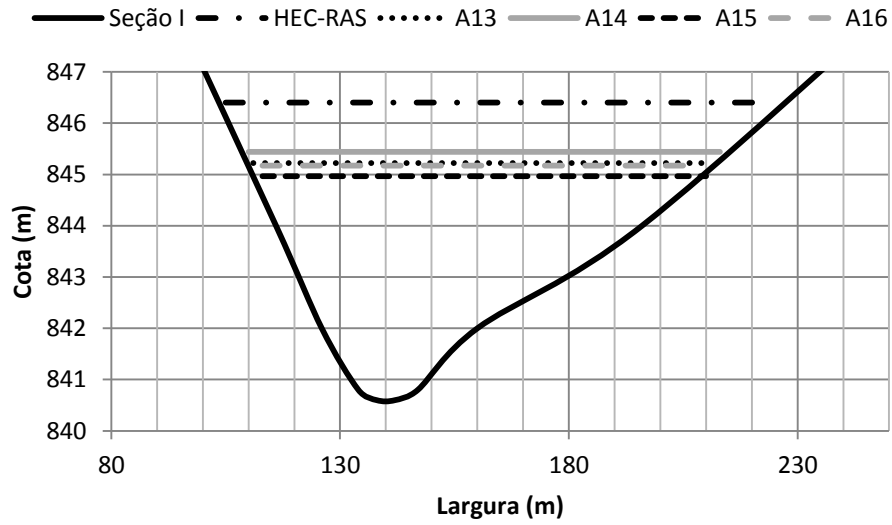


Figura 73: Profundidades segundo HEC-RAS e análises A13 à A16 – Seções I à L.



### APÊNDICE 5: RESULTADOS DAS ANÁLISES A19 À A22

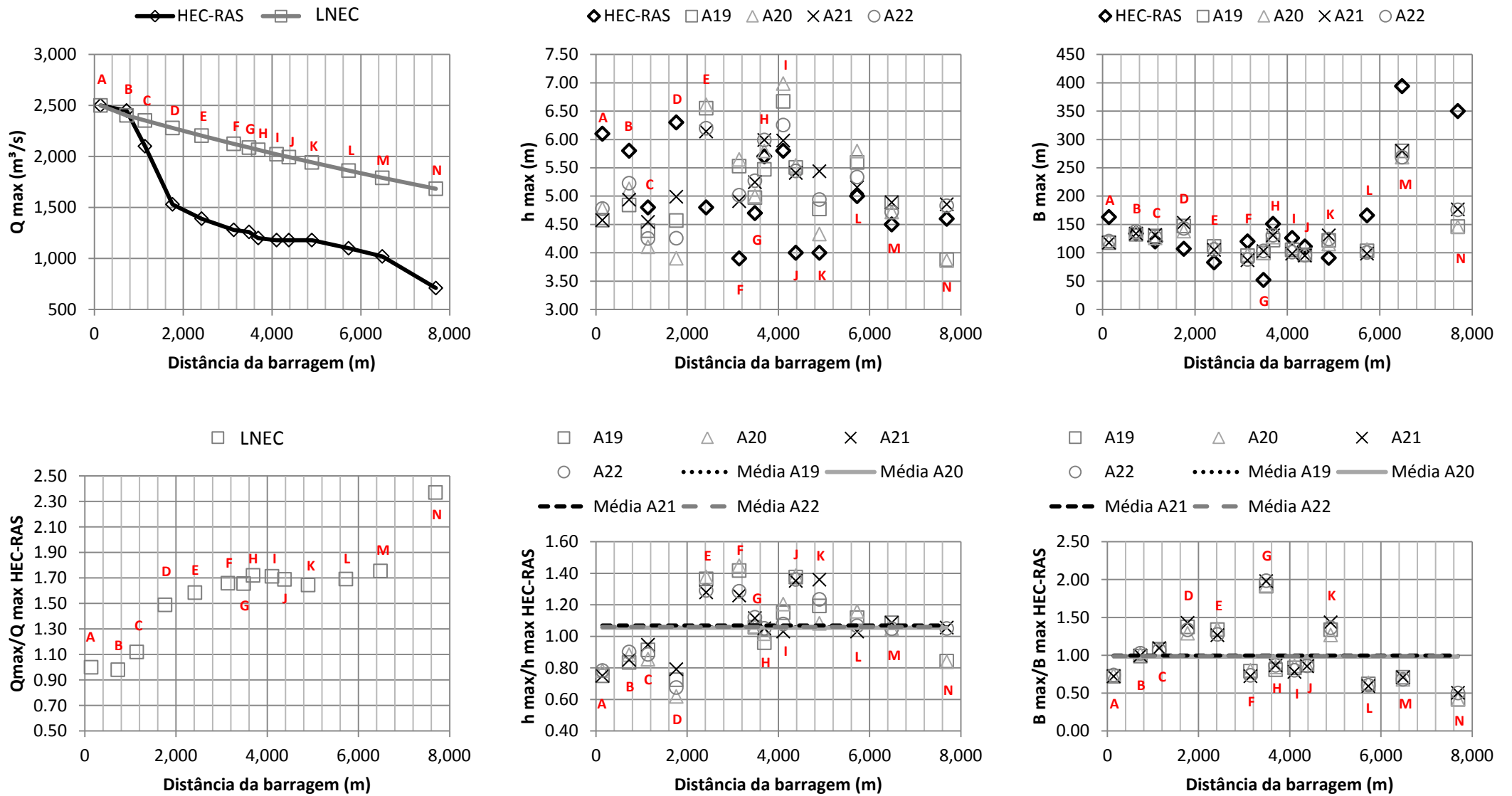


Figura 74: Compilado de resultados para as análises A19 à A22.

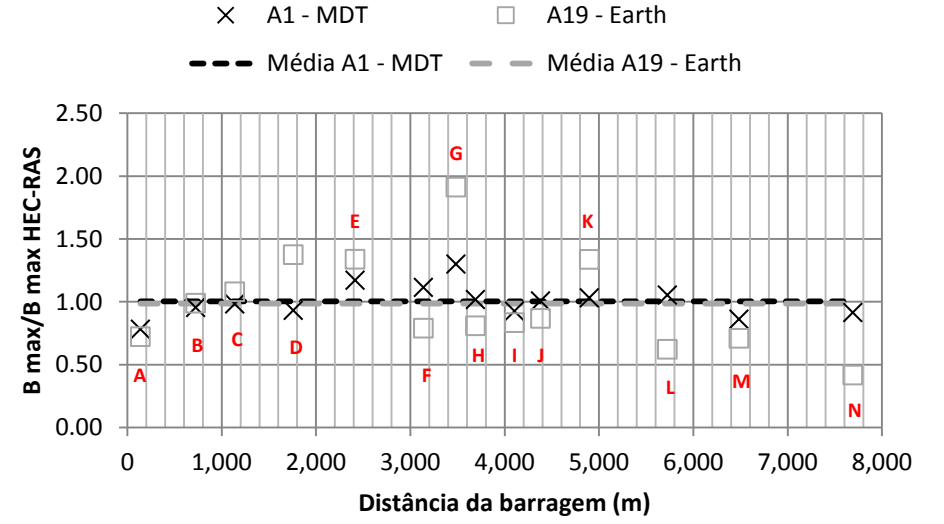
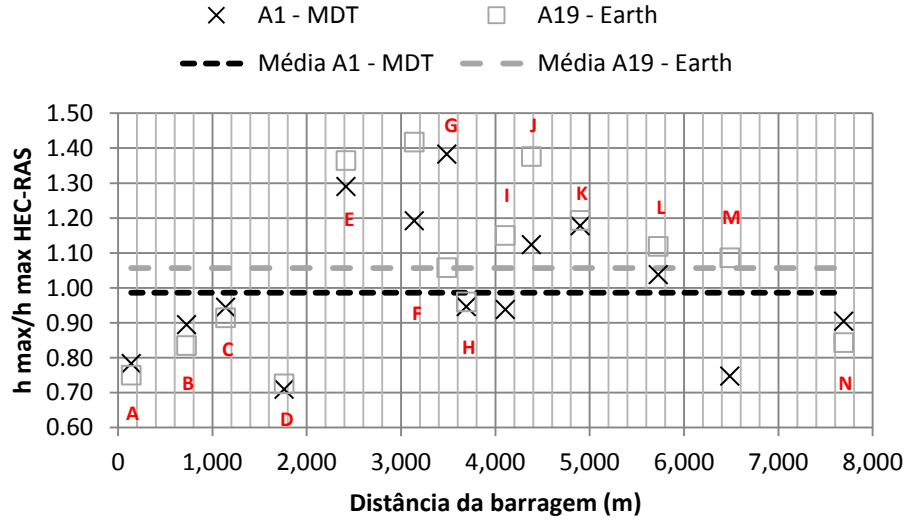
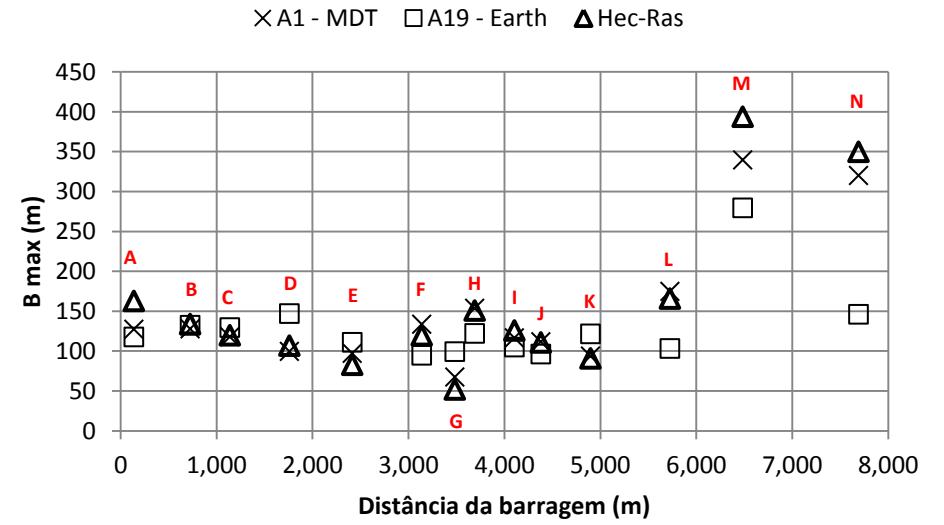
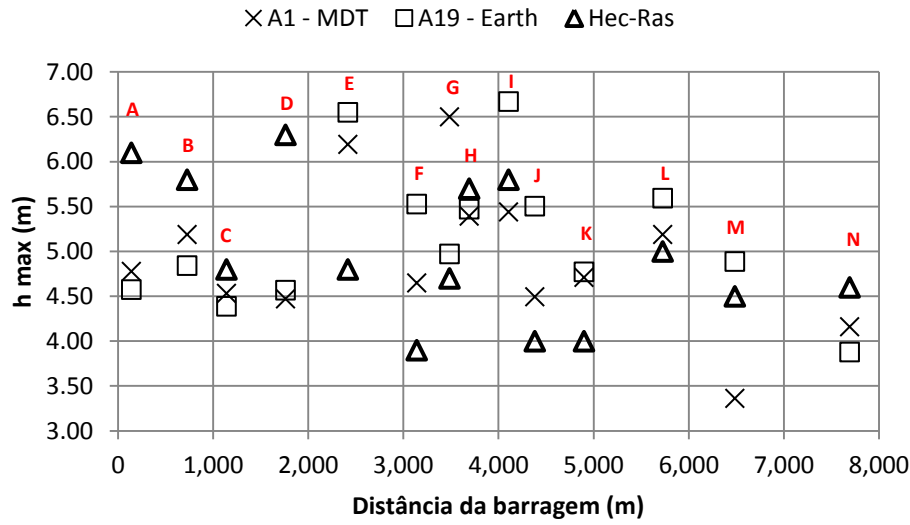


Figura 75: Análises A1 (MDT) e A19 (Earth), comparadas com HEC-RAS.

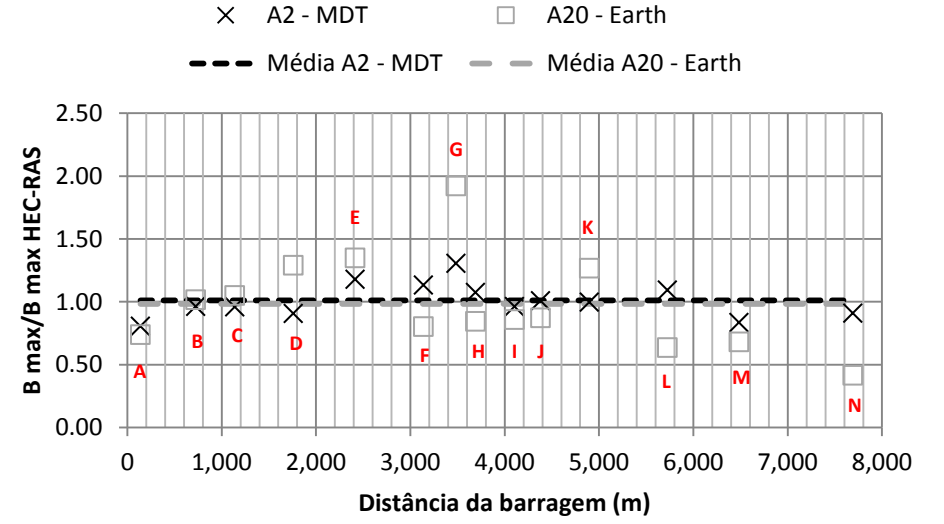
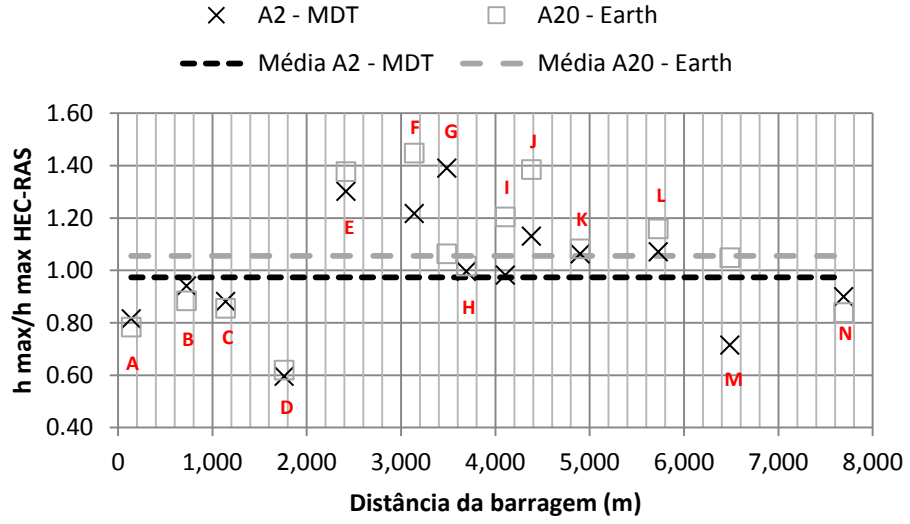
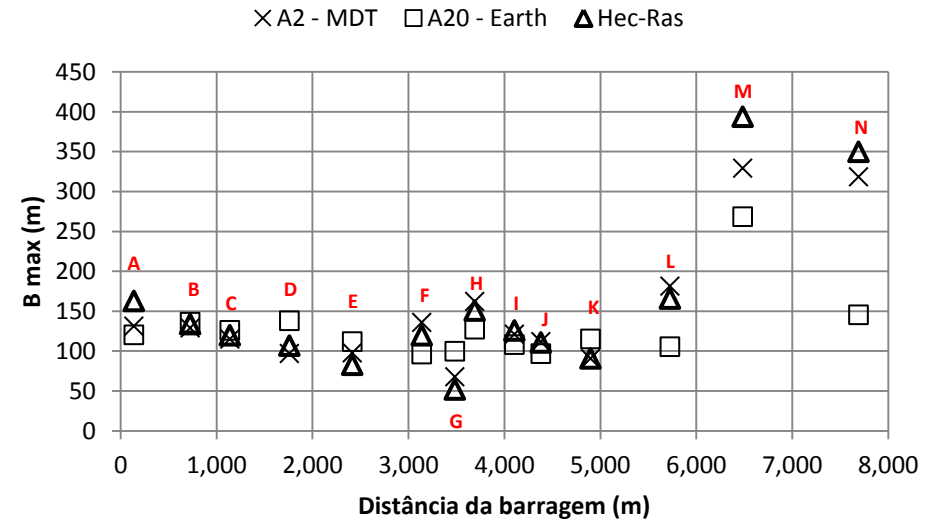
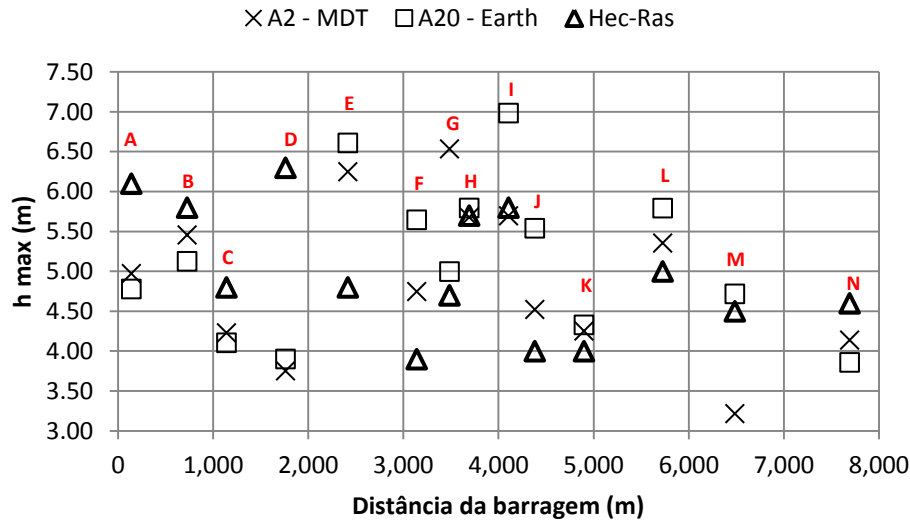


Figura 76: Análises A2 (MDT) e A20 (Earth), comparadas com HEC-RAS.

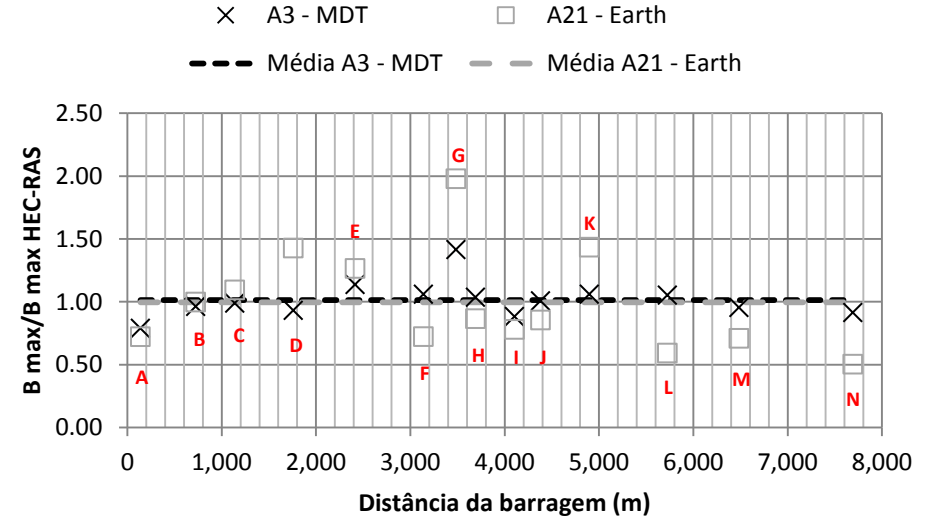
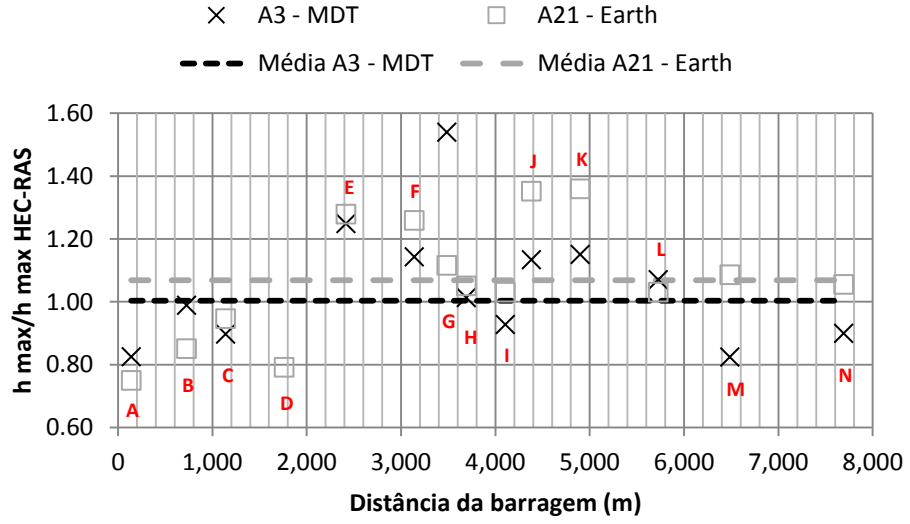
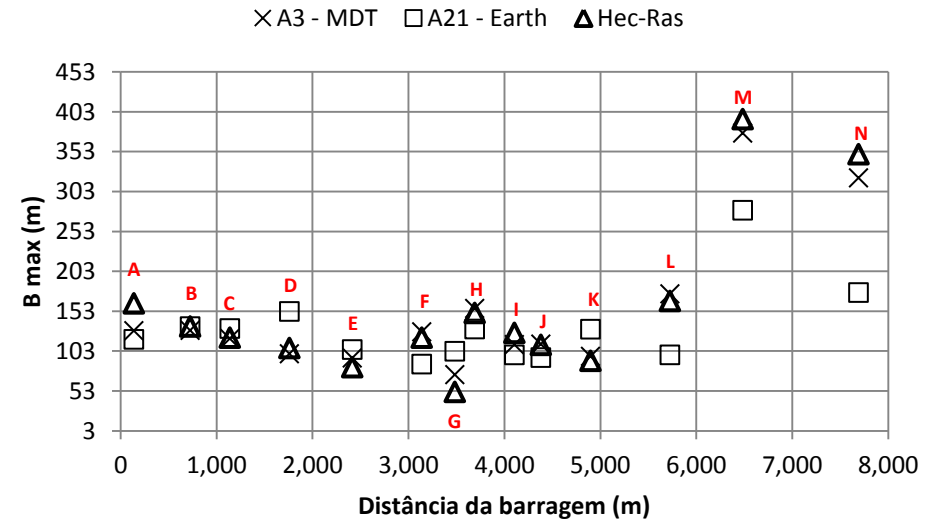
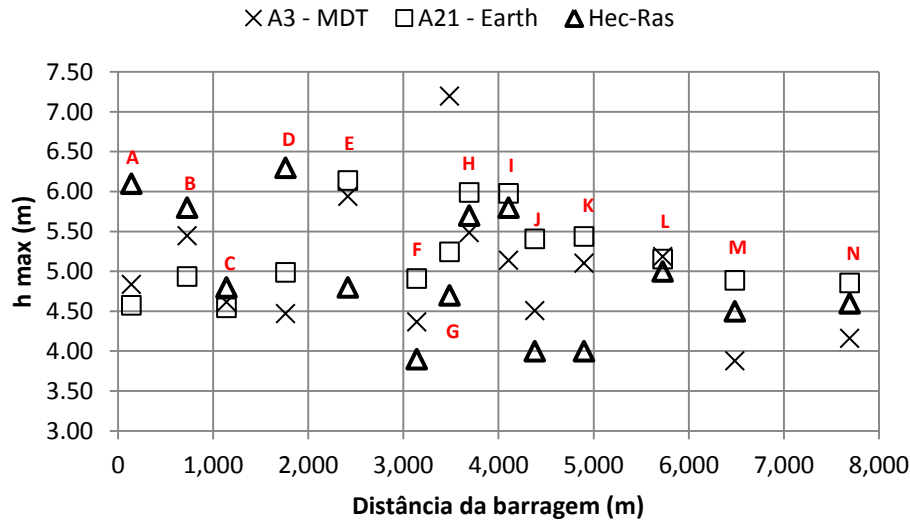


Figura 77: Análises A3 (MDT) e A21 (Earth), comparadas com HEC-RAS.

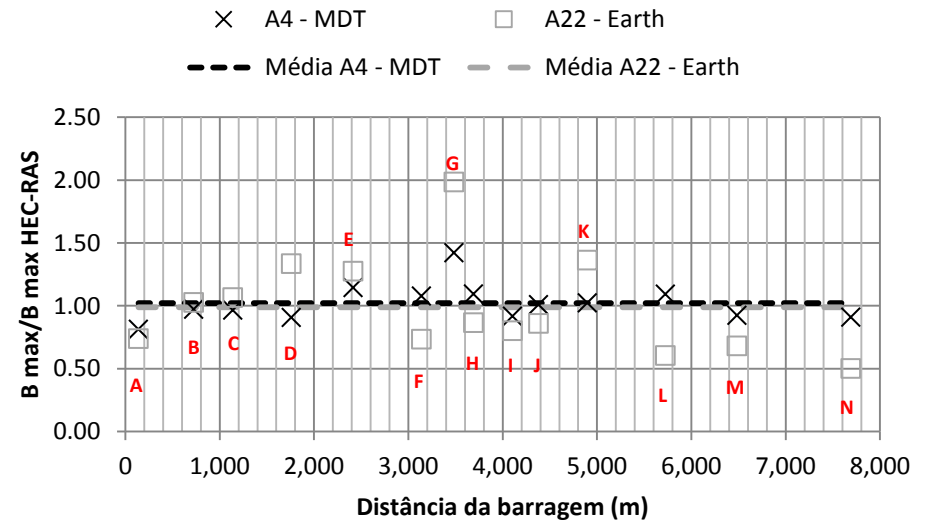
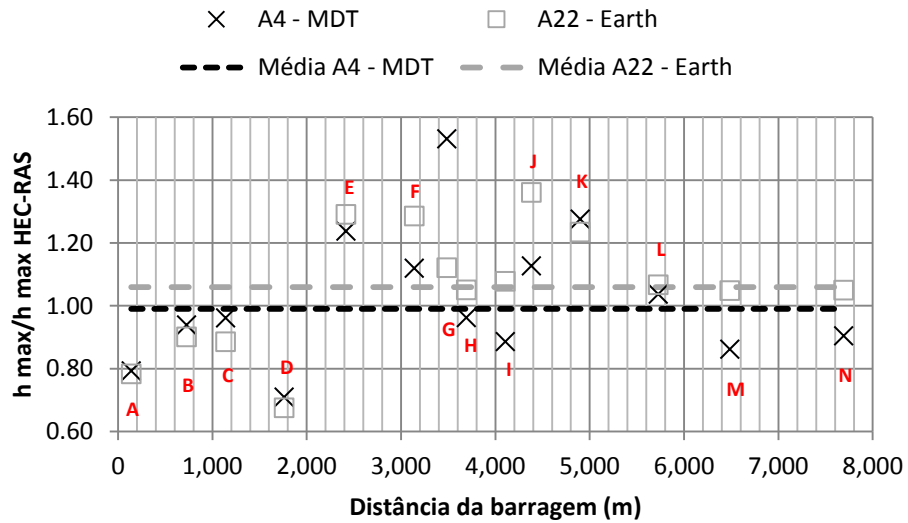
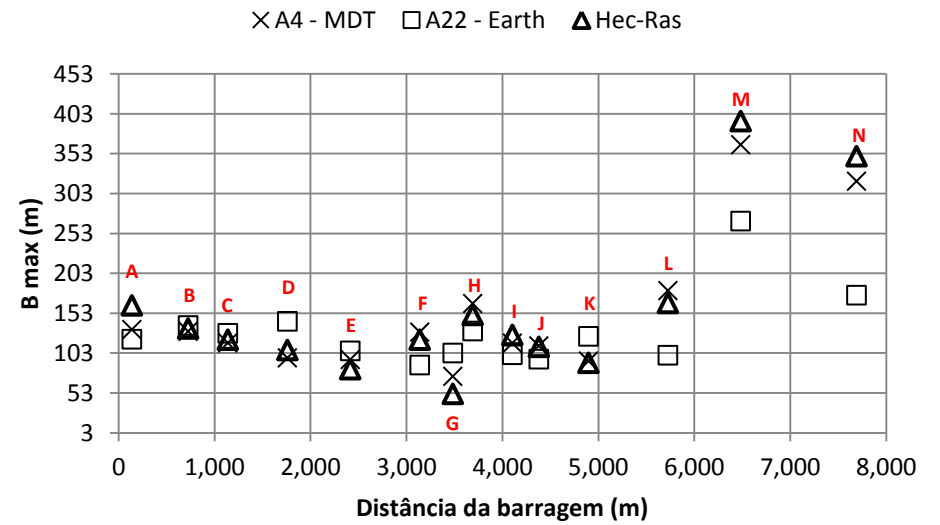
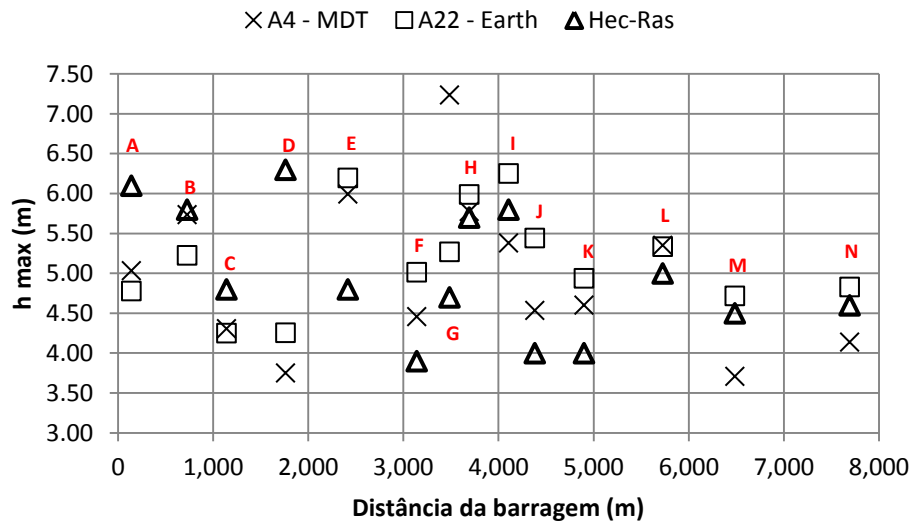


Figura 78: Análises A4 (MDT) e A22 (Earth), comparadas com HEC-RAS.

## APÊNDICE 6: RESULTADOS DAS ANÁLISES B1 À B4

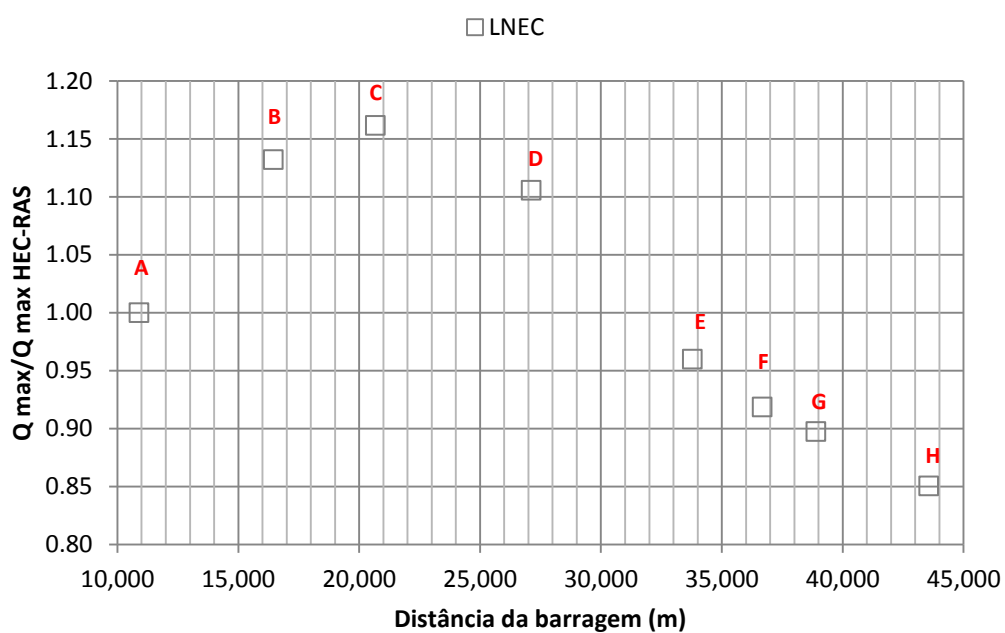
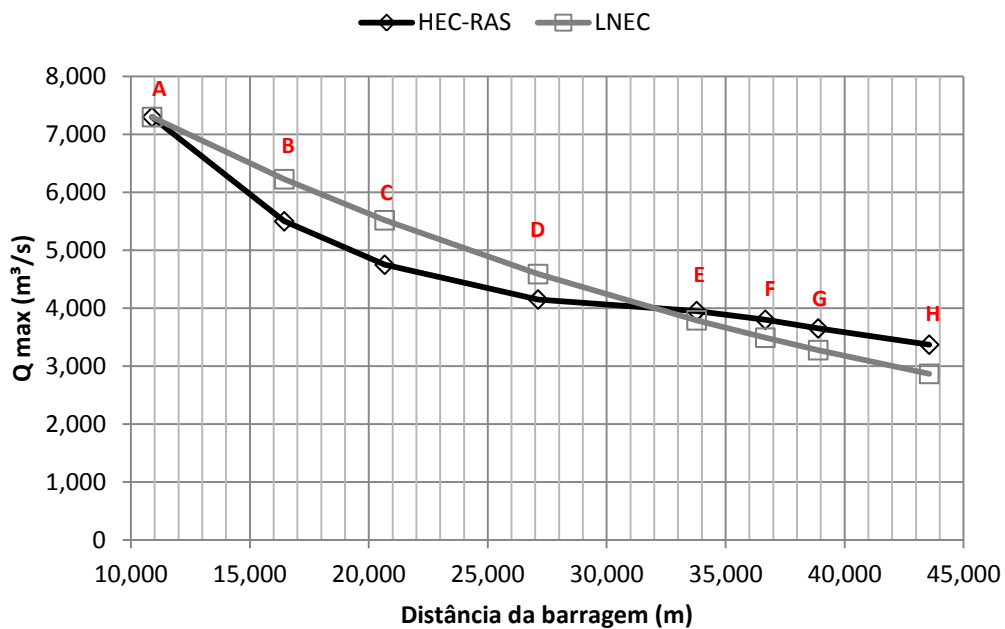


Figura 79: Compilado de resultados para as análises B1 à B4 – Vazões máximas.

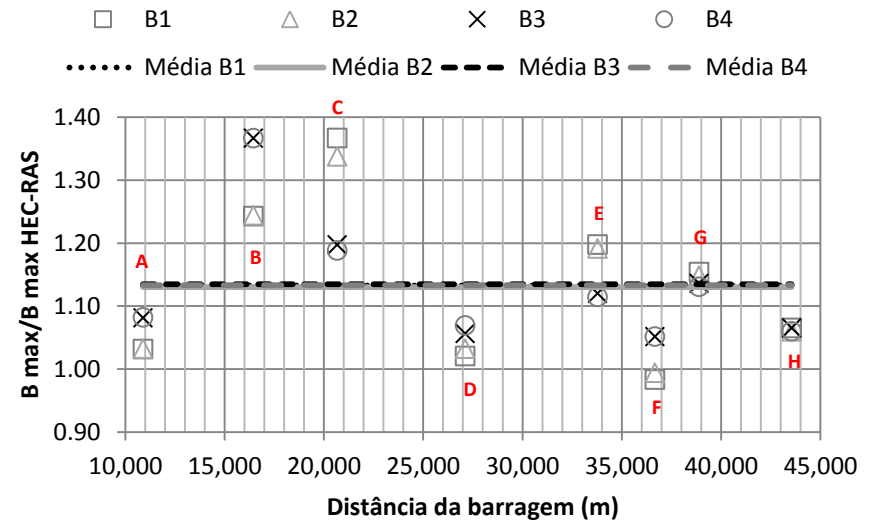
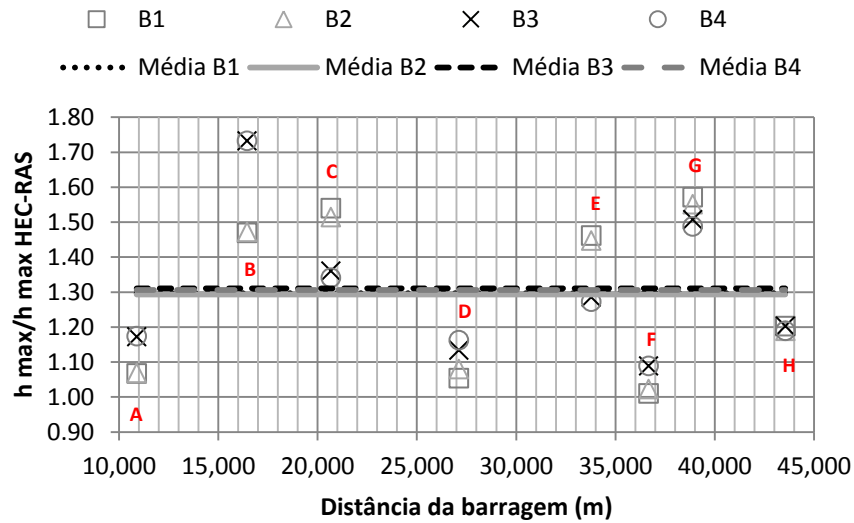
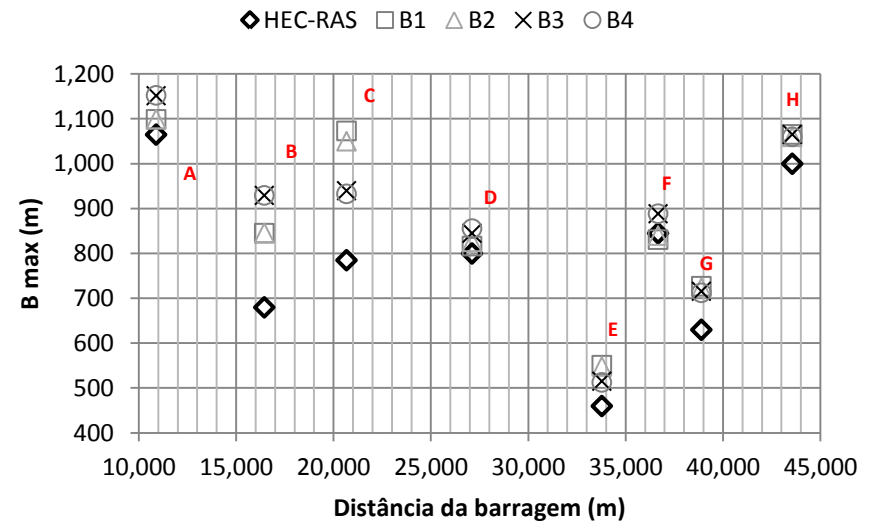
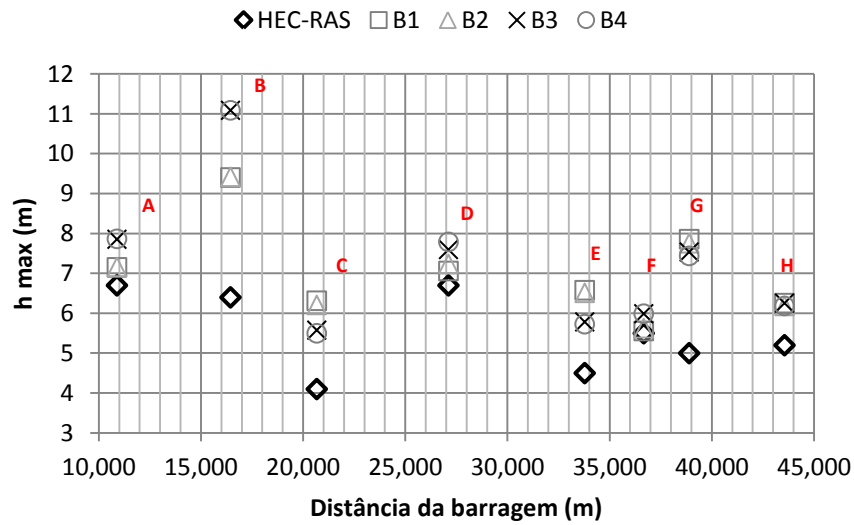


Figura 80: Compilado de resultados para as análises B1 à B4 – Profundidades e larguras máximas.

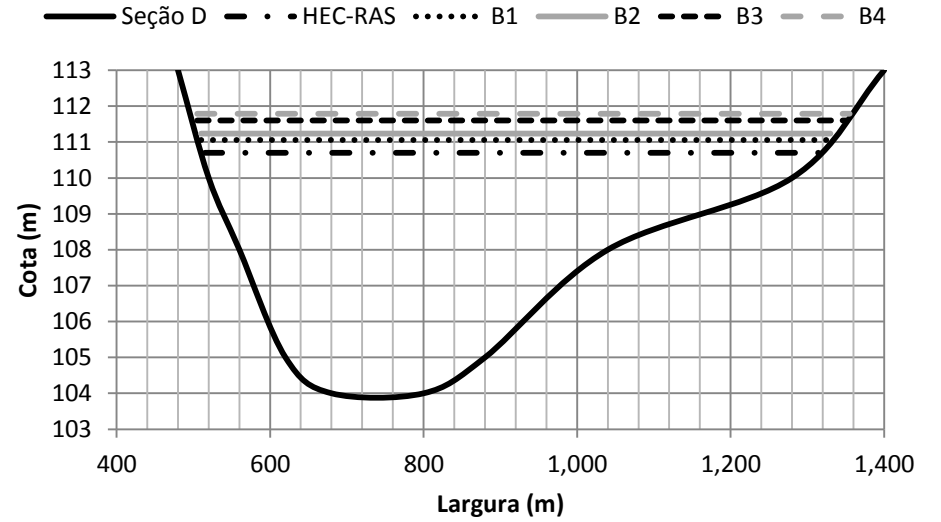
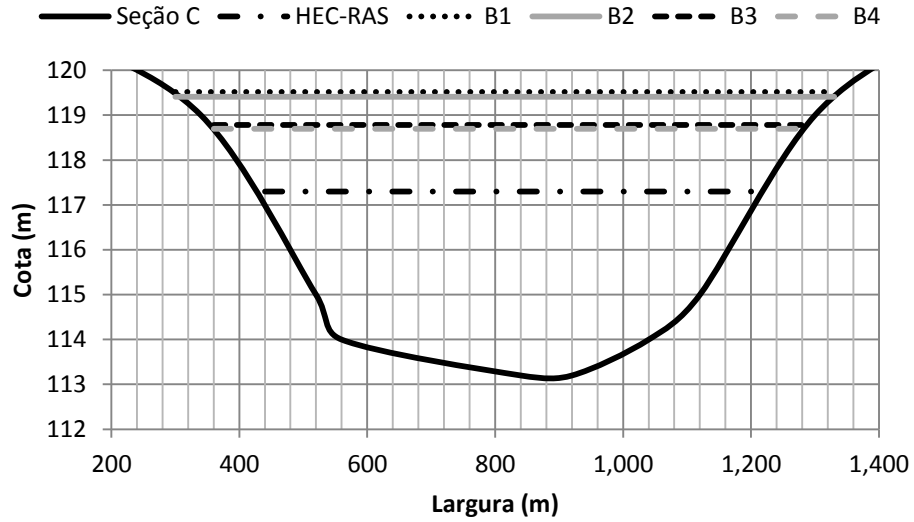
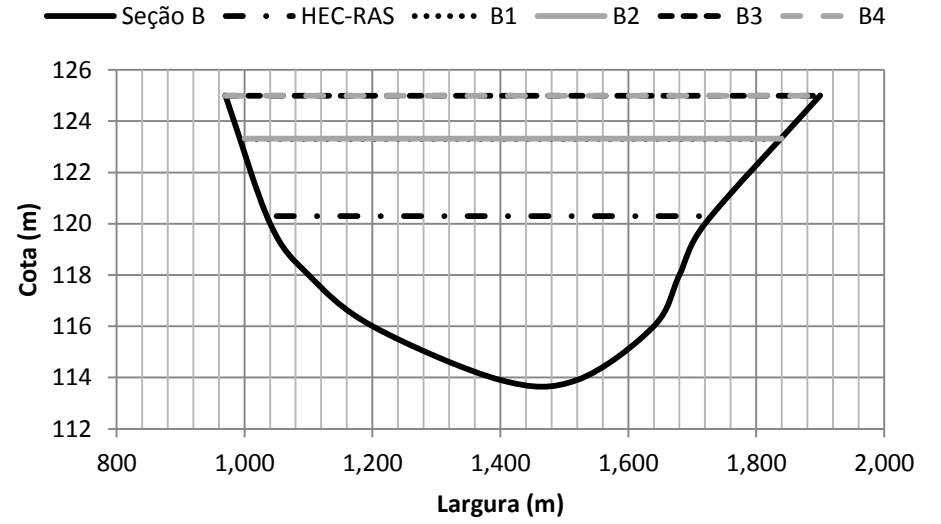
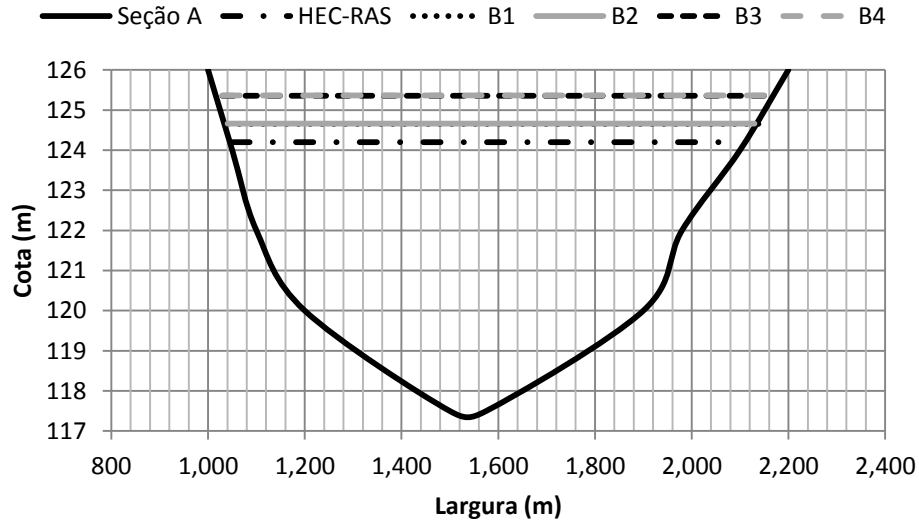


Figura 81: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B1 à B4 – Seções A à D.



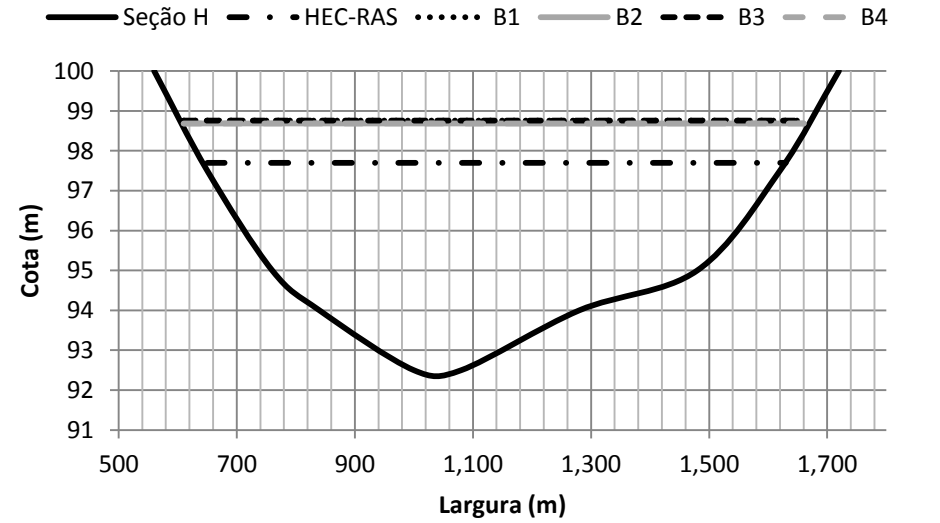
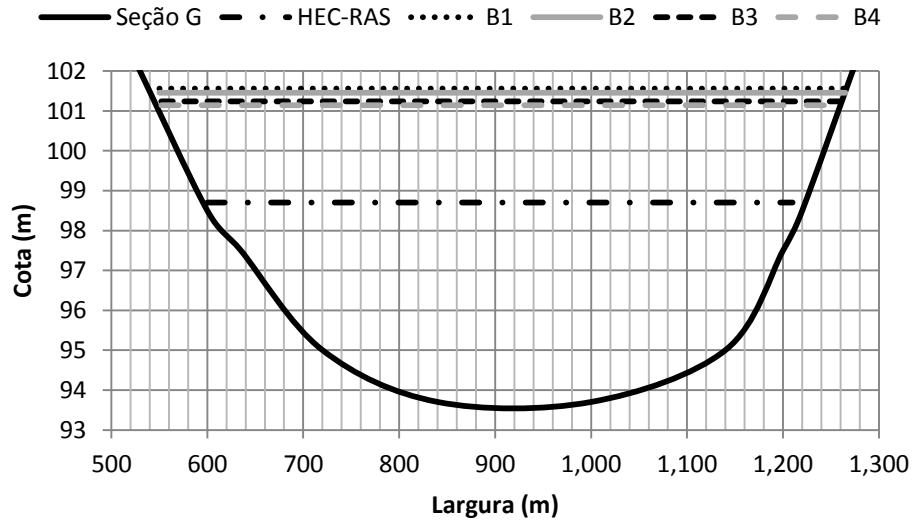
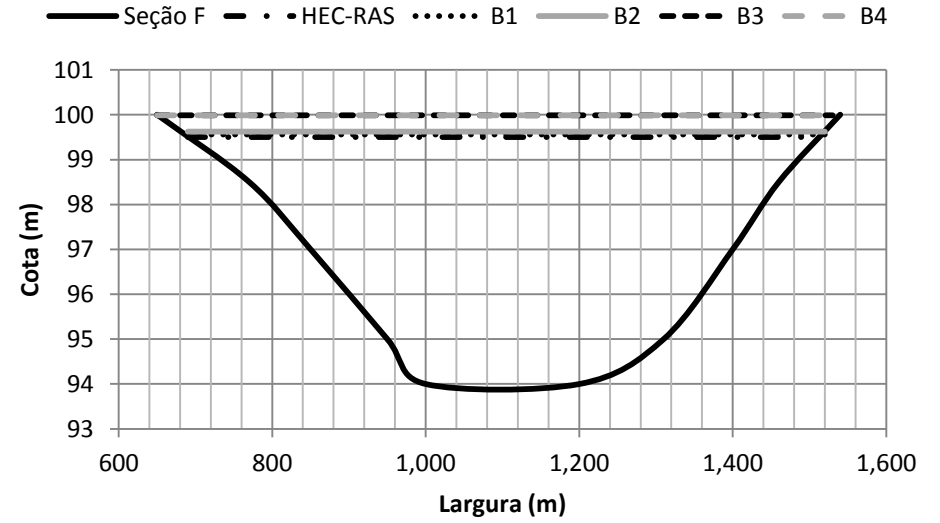
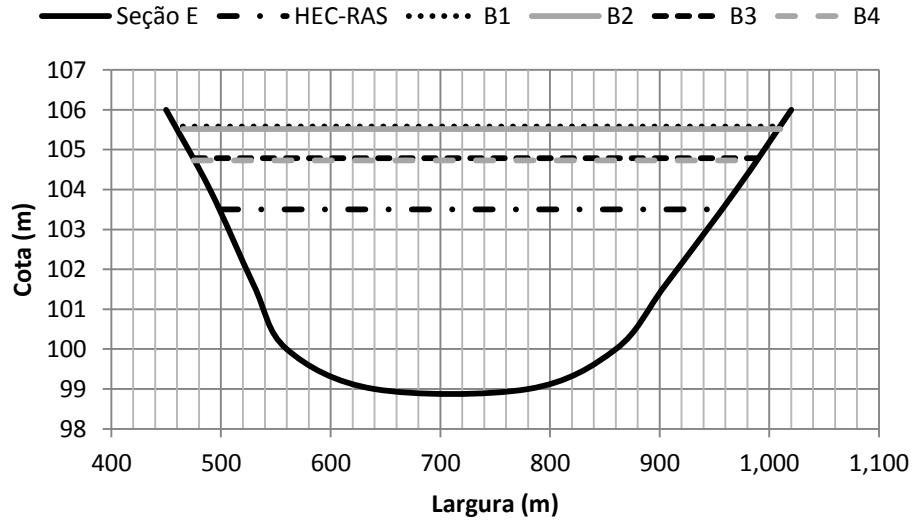


Figura 82: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B1 à B4 – Seções E à H.

## APÊNDICE 7: RESULTADOS DAS ANÁLISES B5 À B8

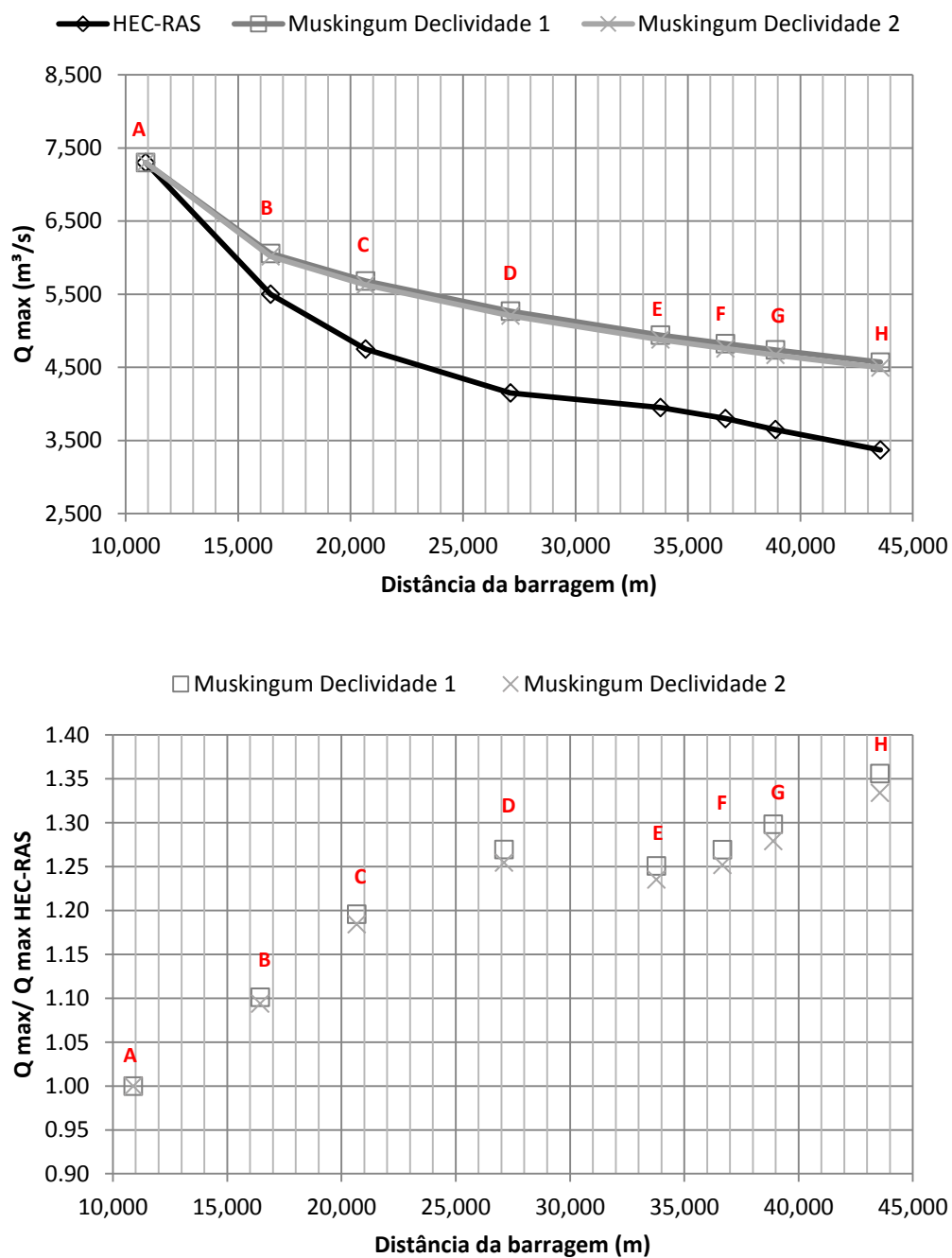


Figura 83: Compilado de resultados para as análises B5 à B8 – Vazões máximas.

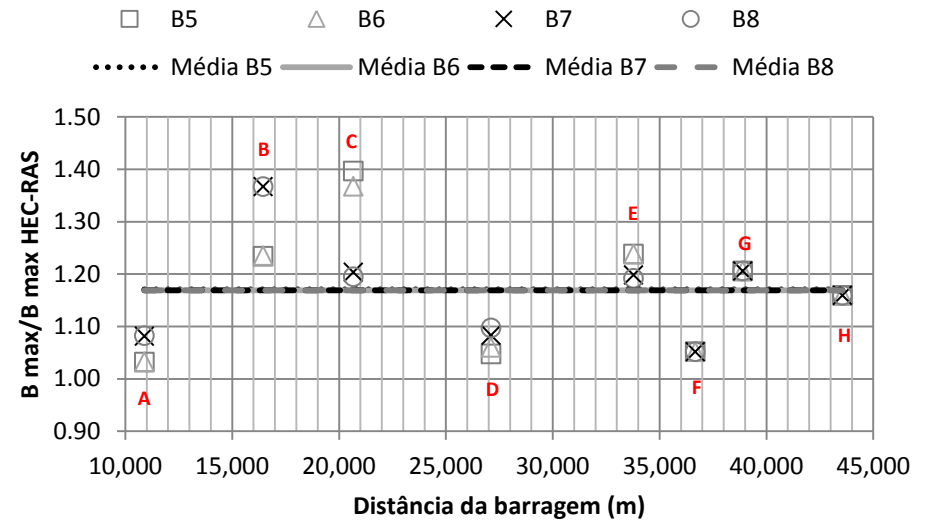
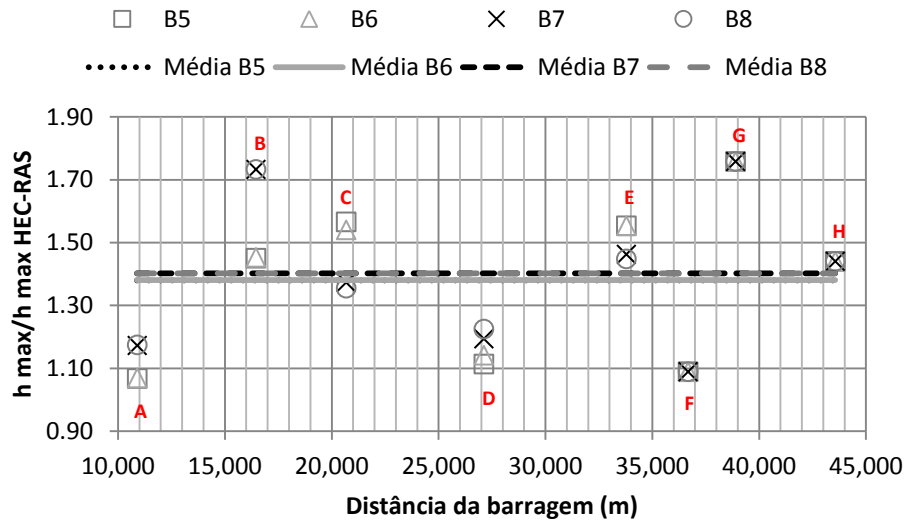
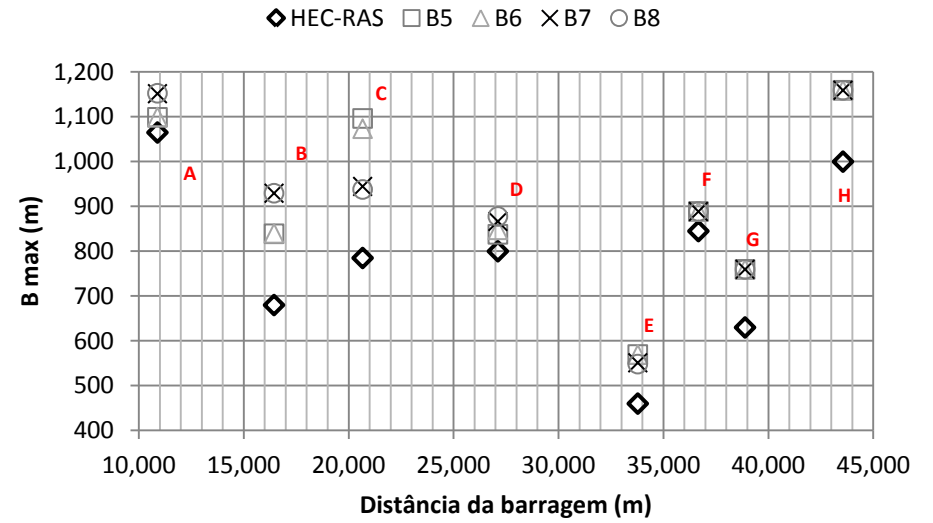
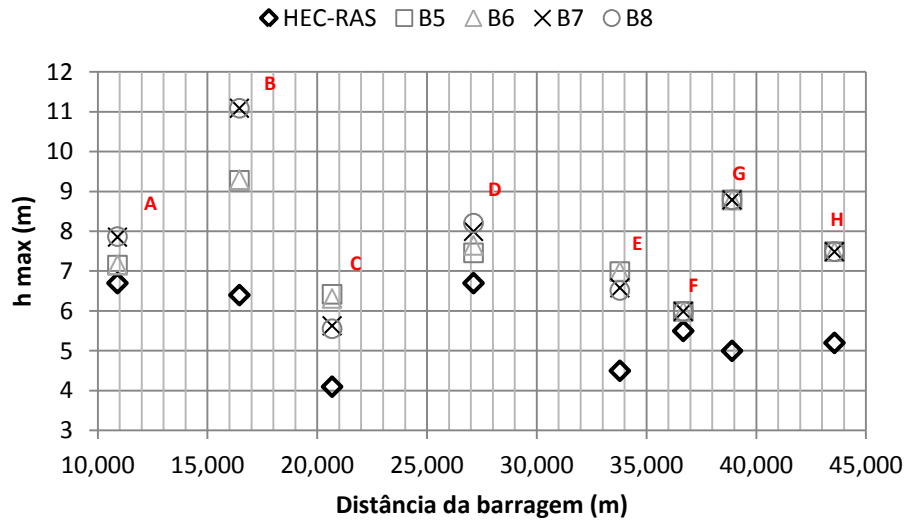


Figura 84: Compilado de resultados para as análises B5 à B8 – Profundidades e larguras máximas.

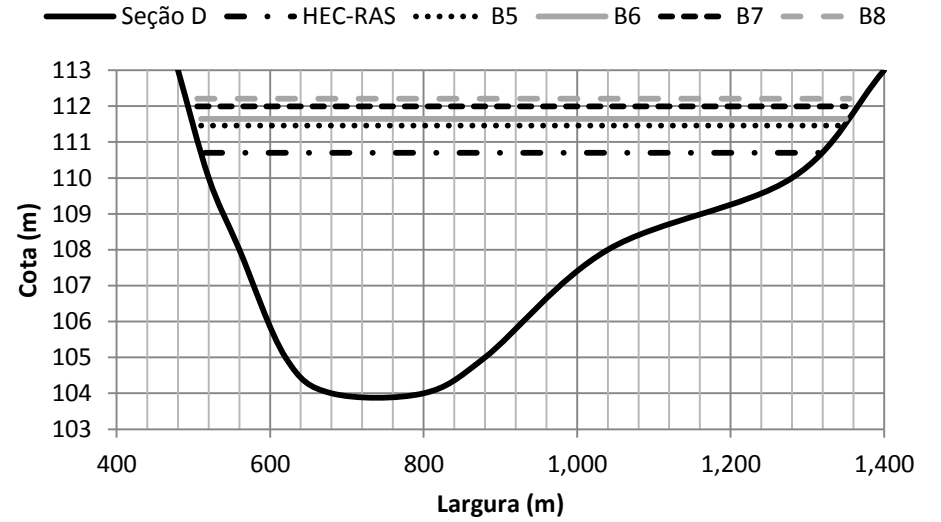
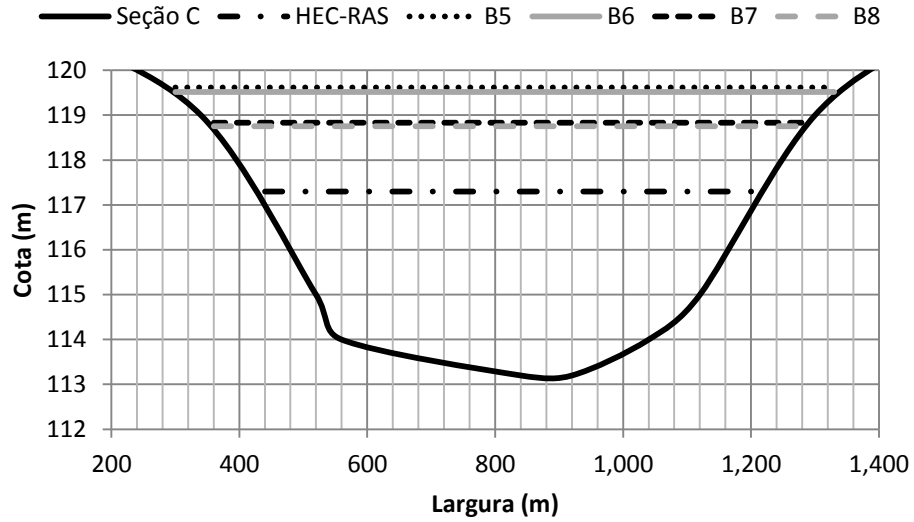
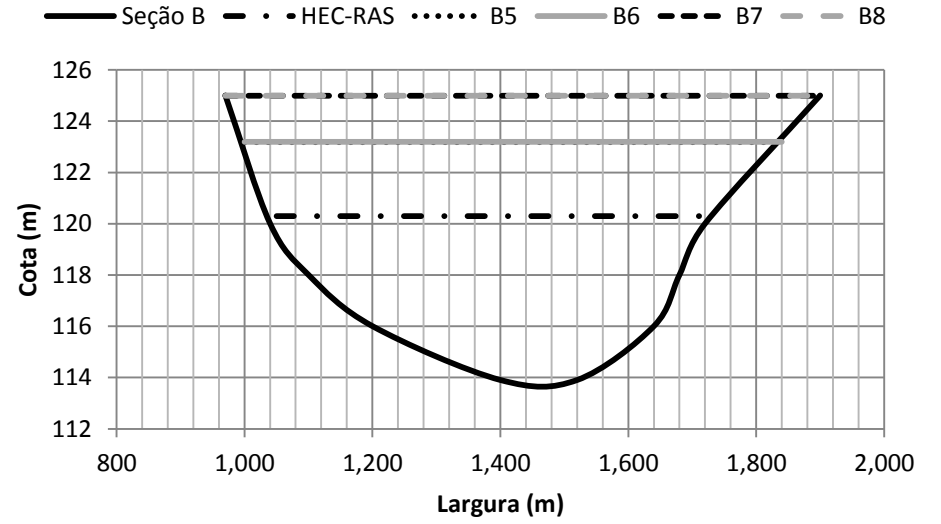
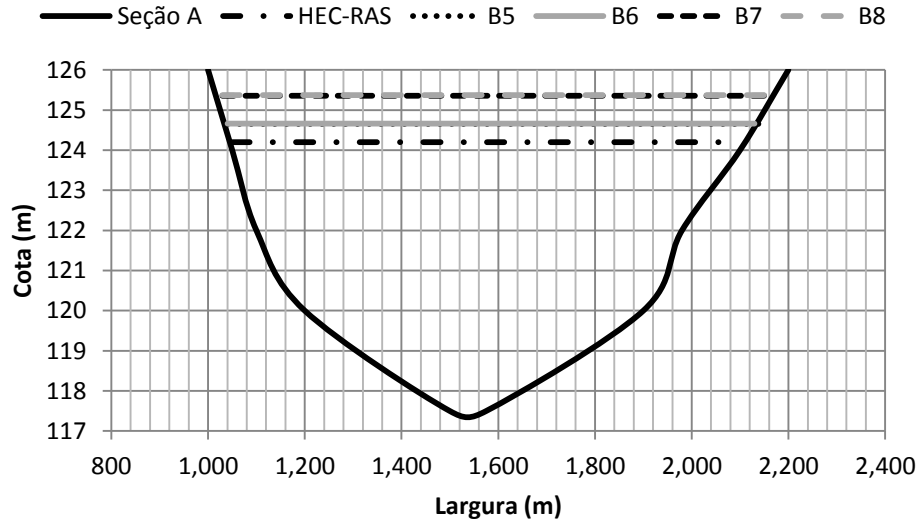


Figura 85: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B5 à B8 – Seções A à D.

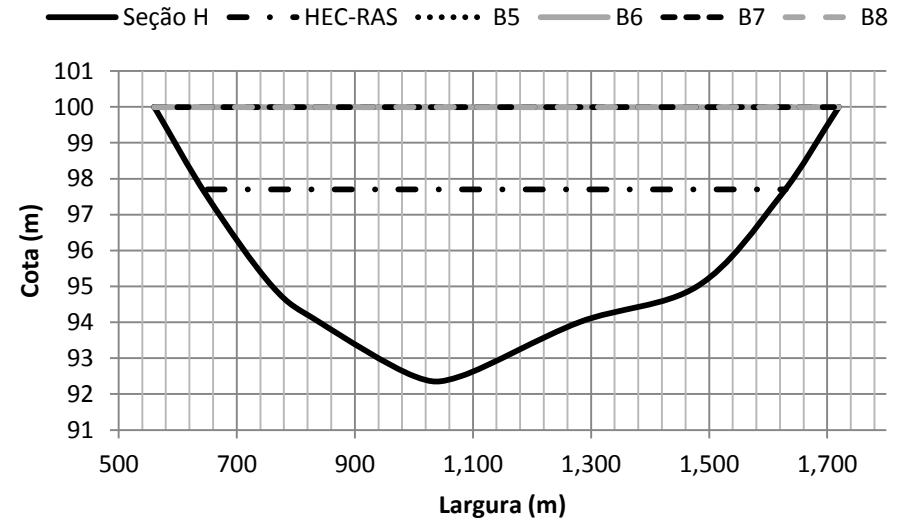
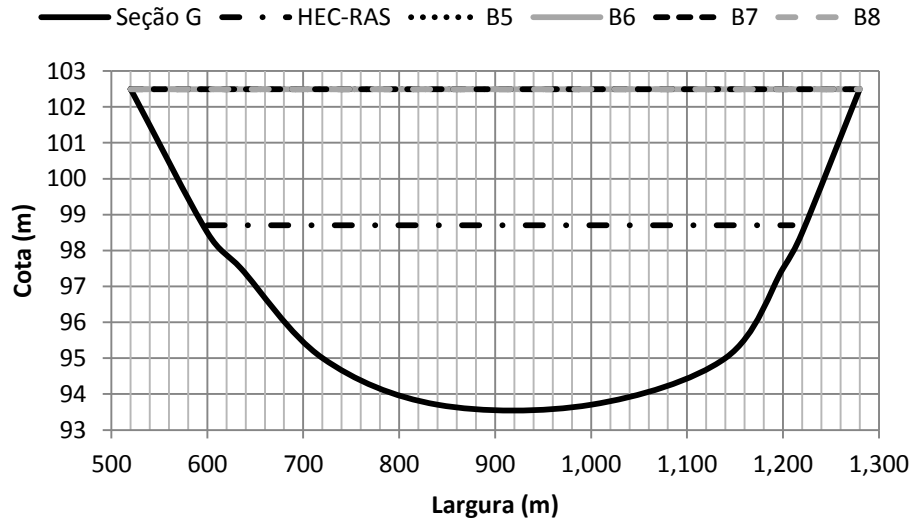
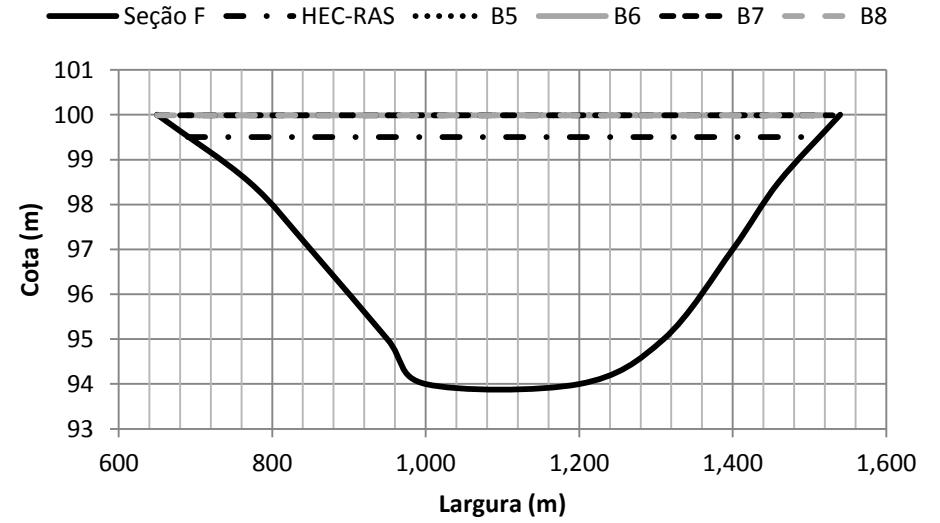
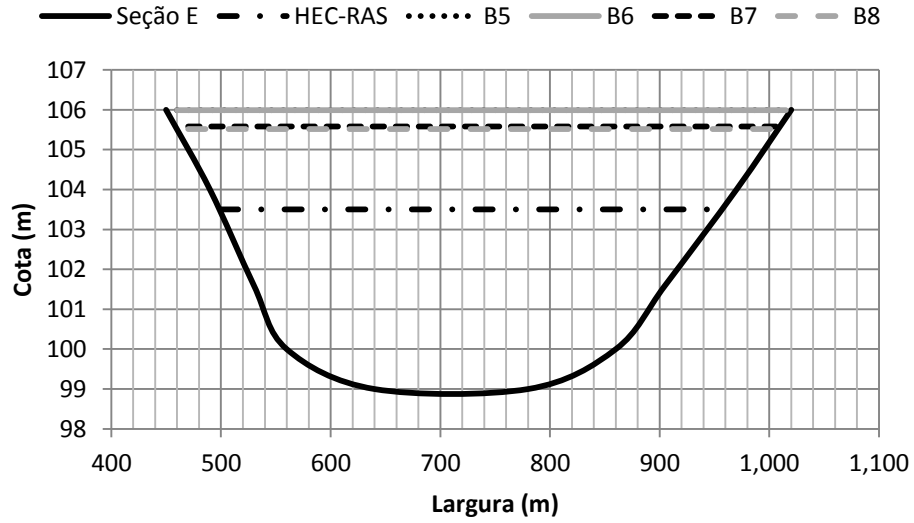


Figura 86: Profundidades segundo HEC-RAS e análises B5 à B8 – Seções E à H.

## APÊNDICE 8: RESULTADOS DAS ANÁLISES C1 À C4

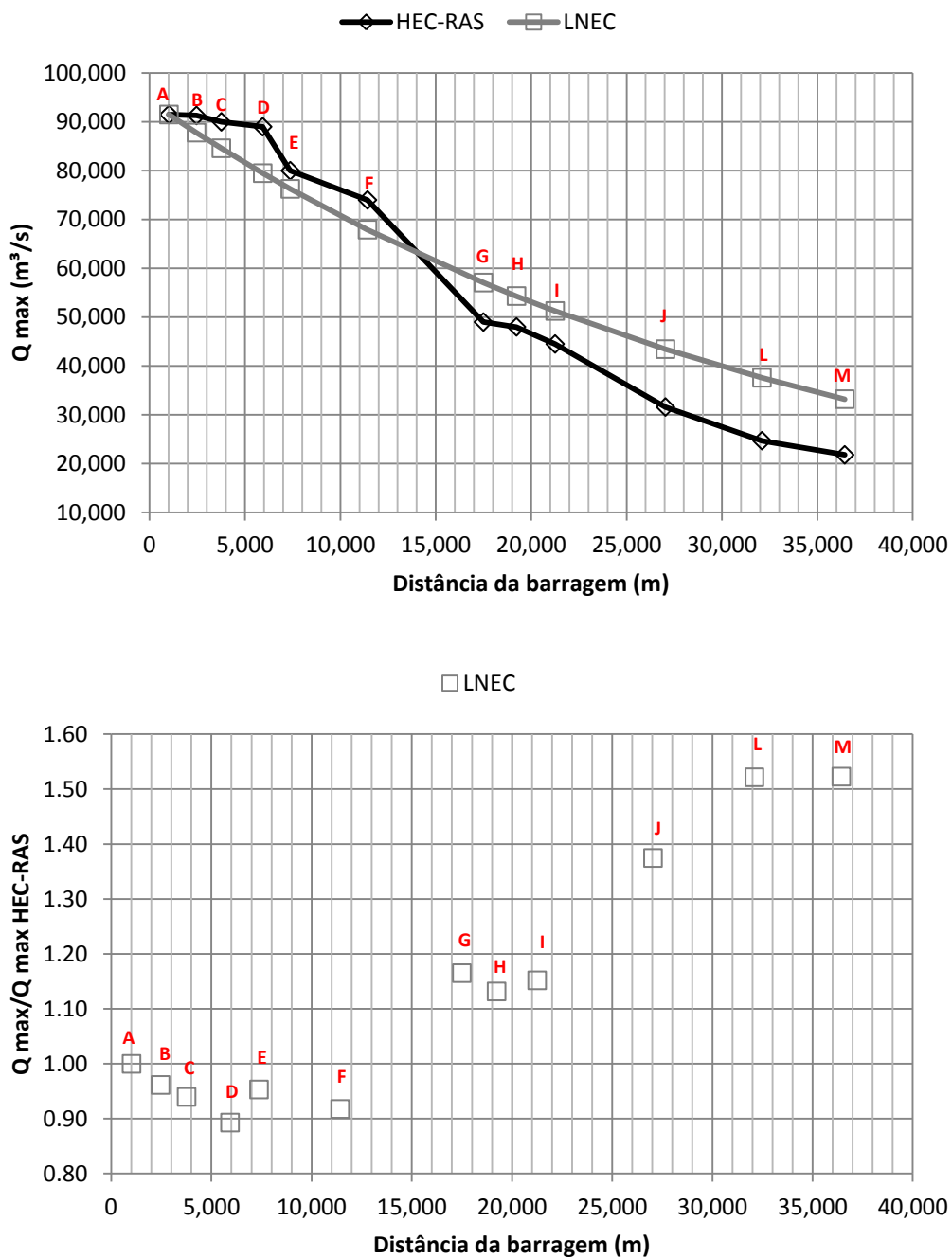


Figura 87: Compilado de resultados para as análises C1 à C4 – Vazões máximas.

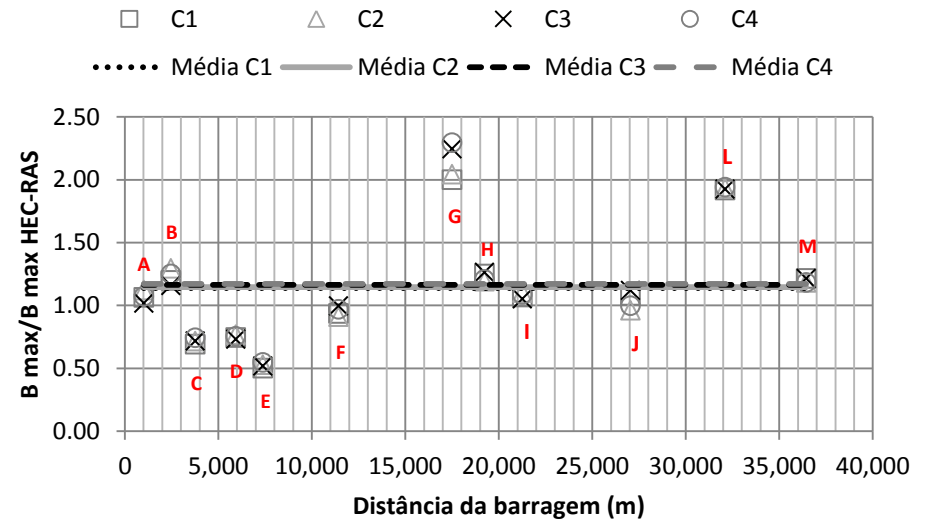
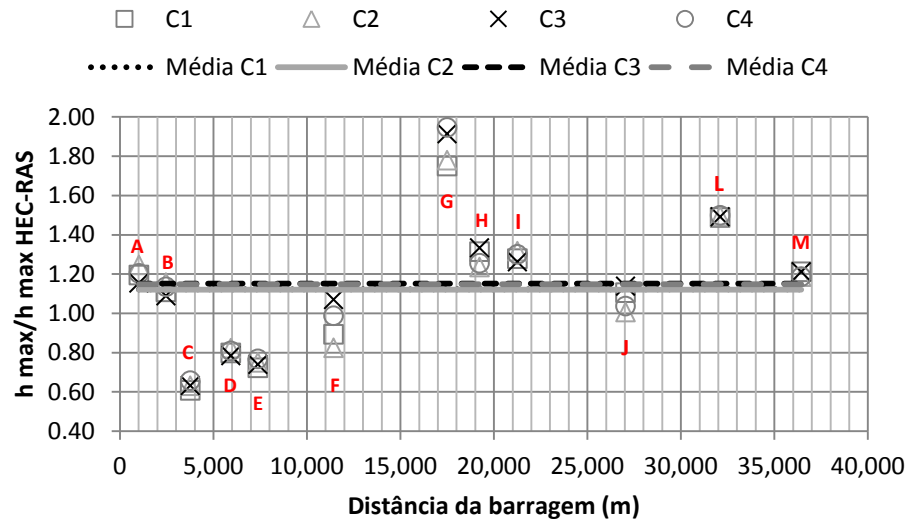
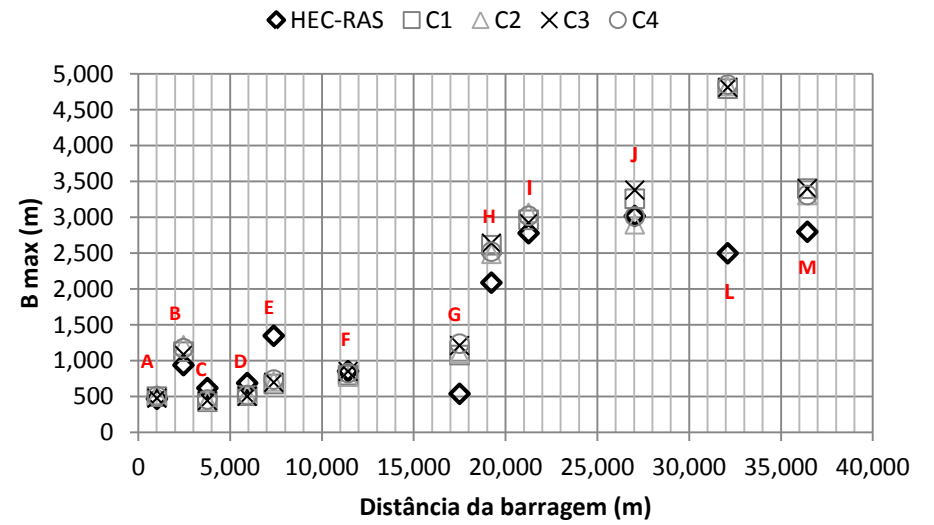
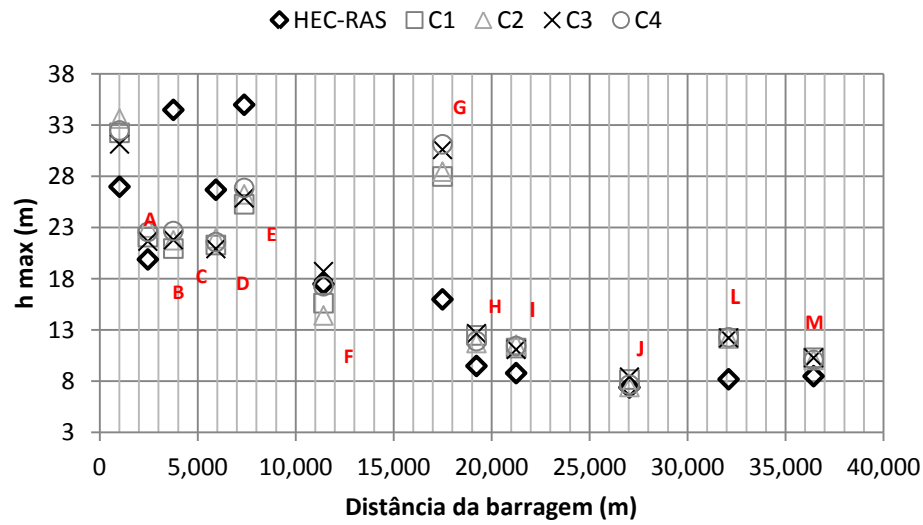


Figura 88: Compilado de resultados para as análises C1 à C4 – Profundidades e larguras máximas.

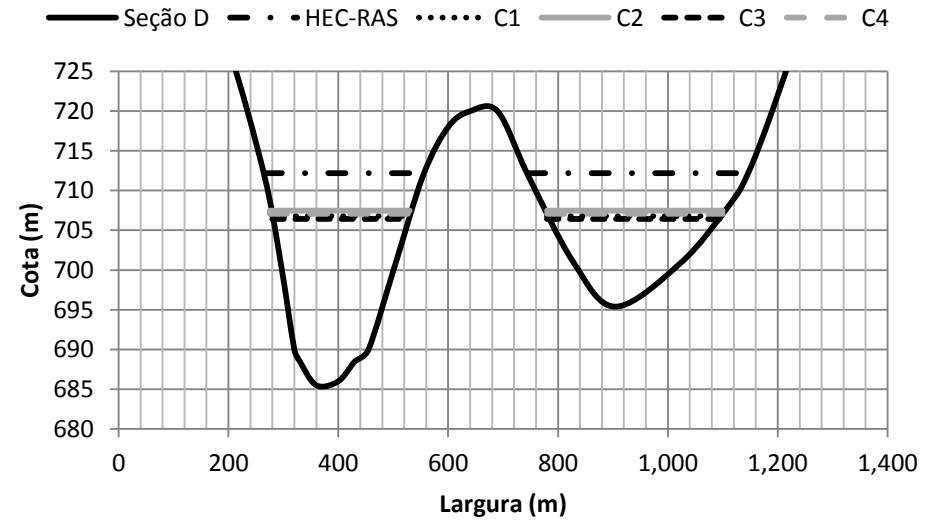
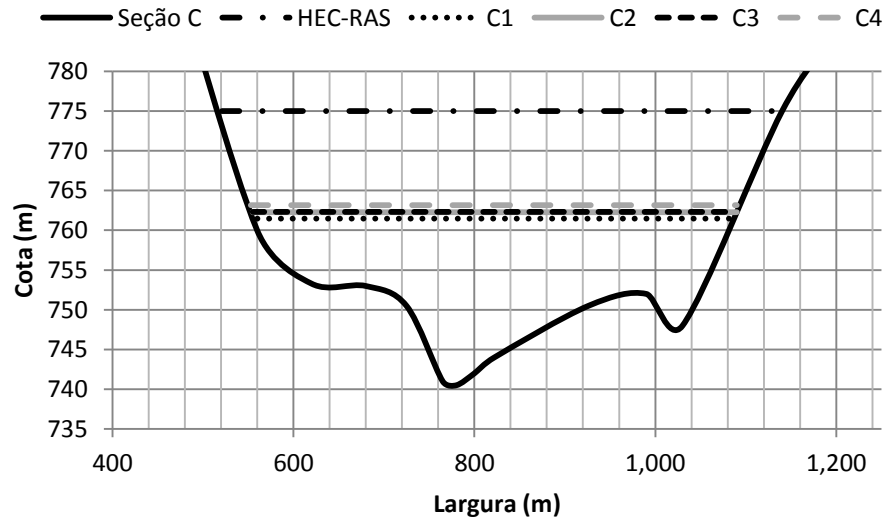
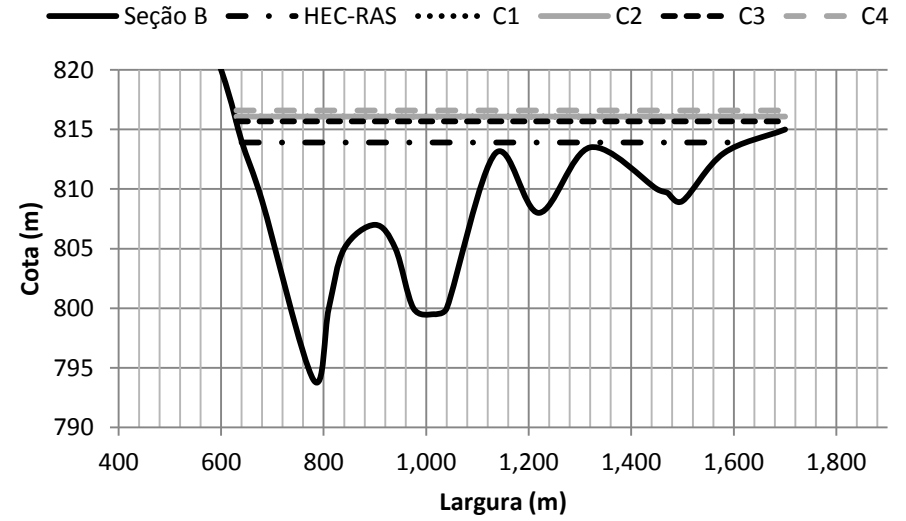
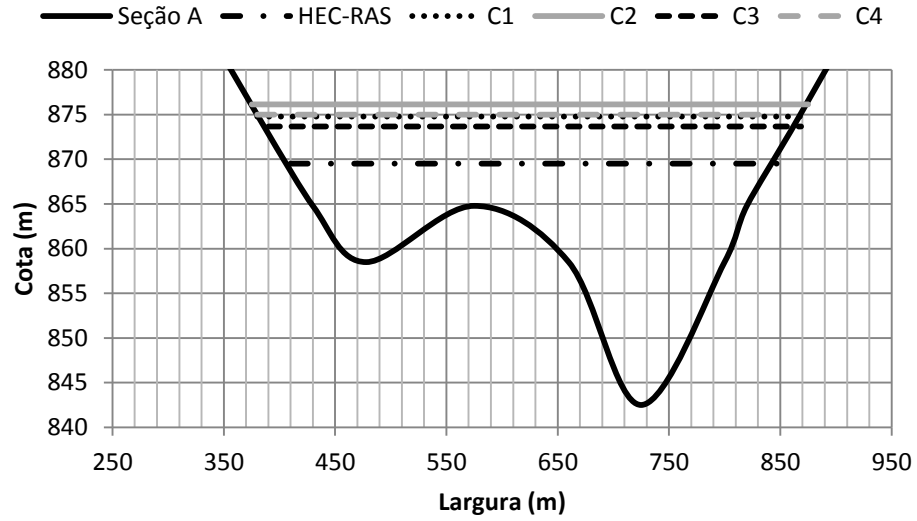


Figura 89: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções A à D.



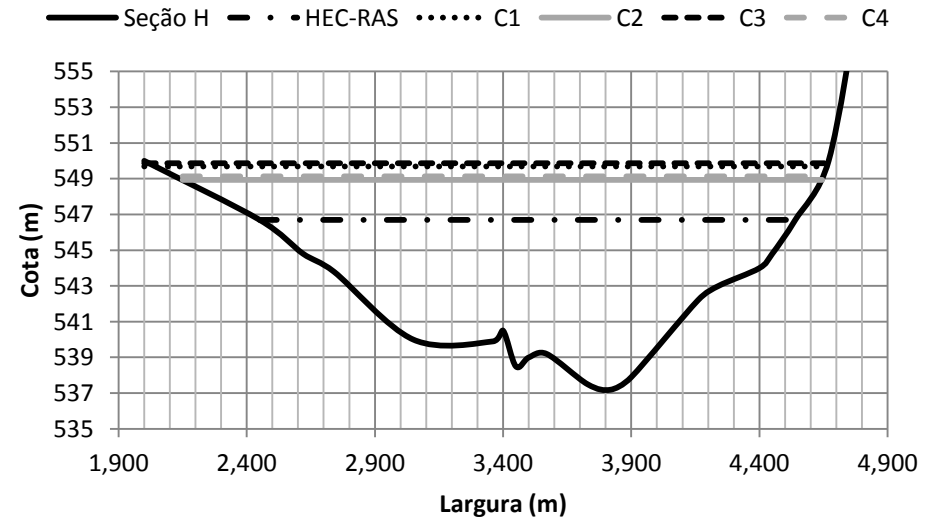
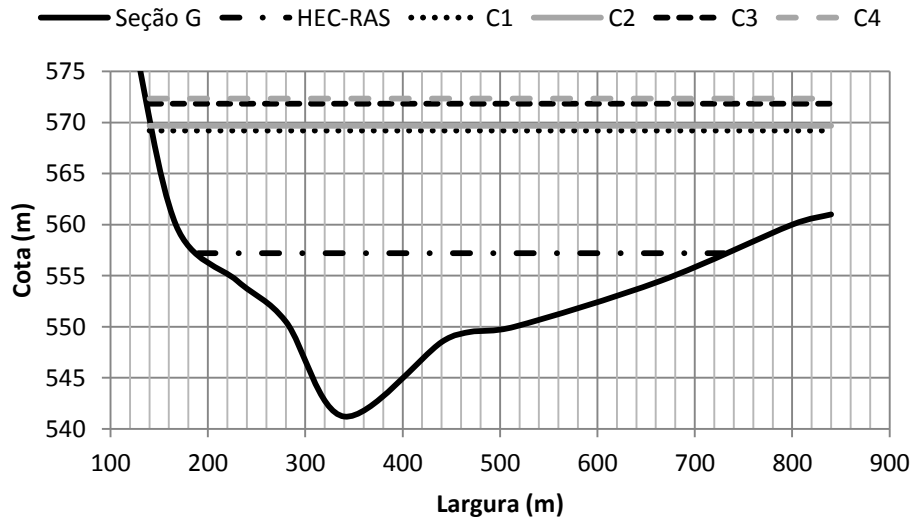
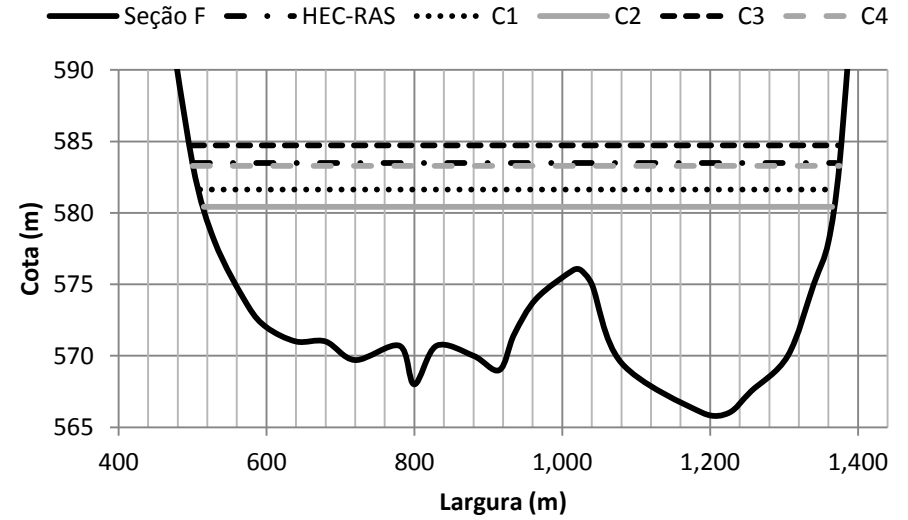
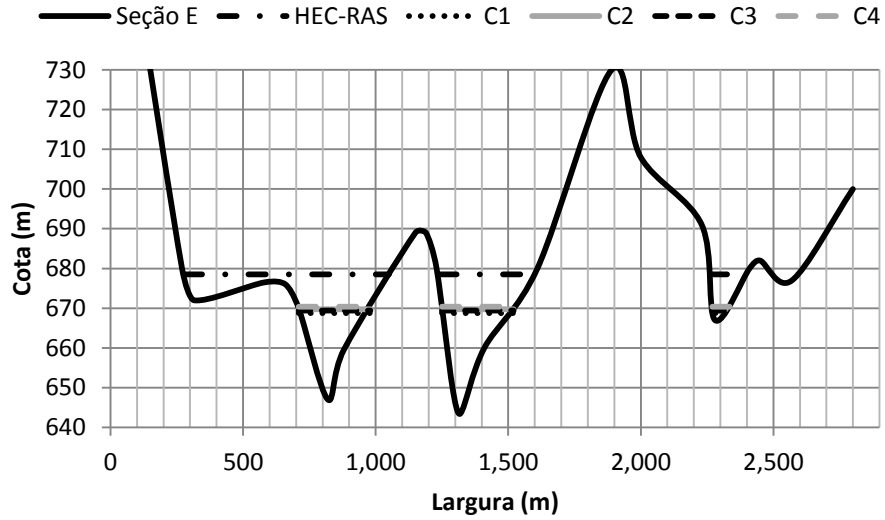


Figura 90: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções E à H.

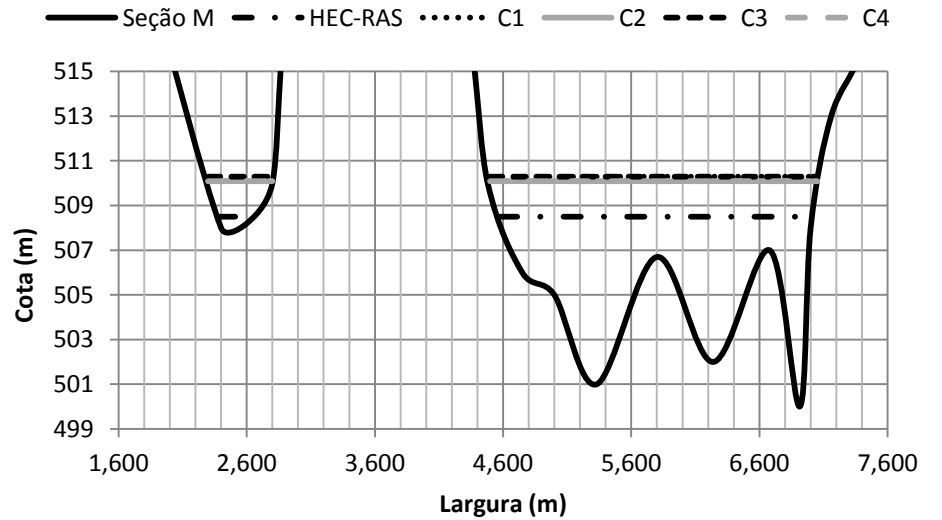
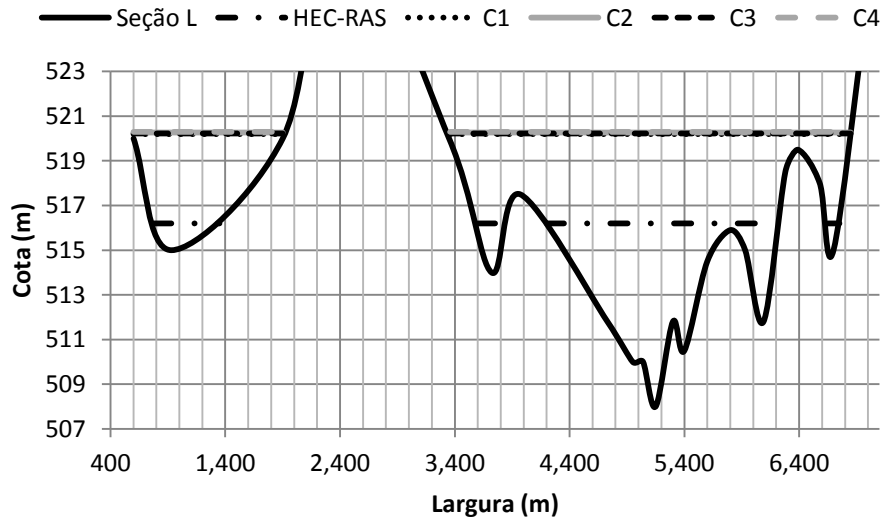
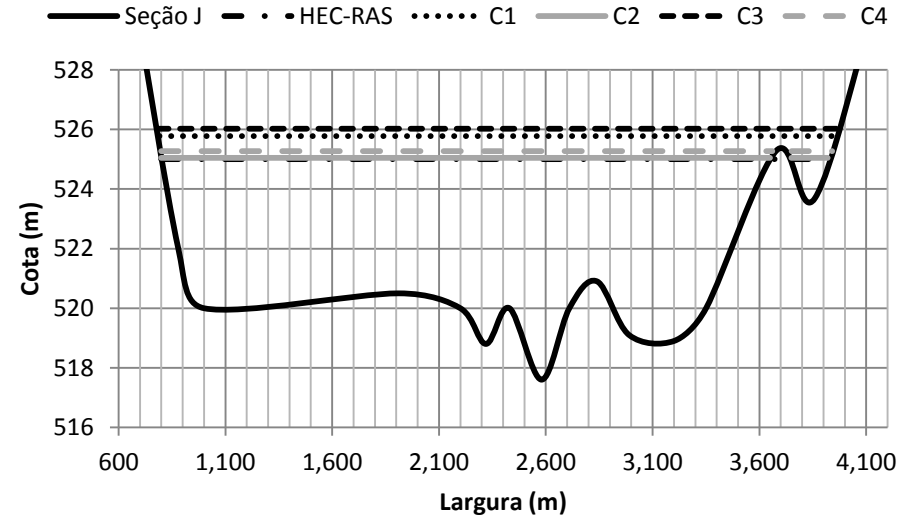
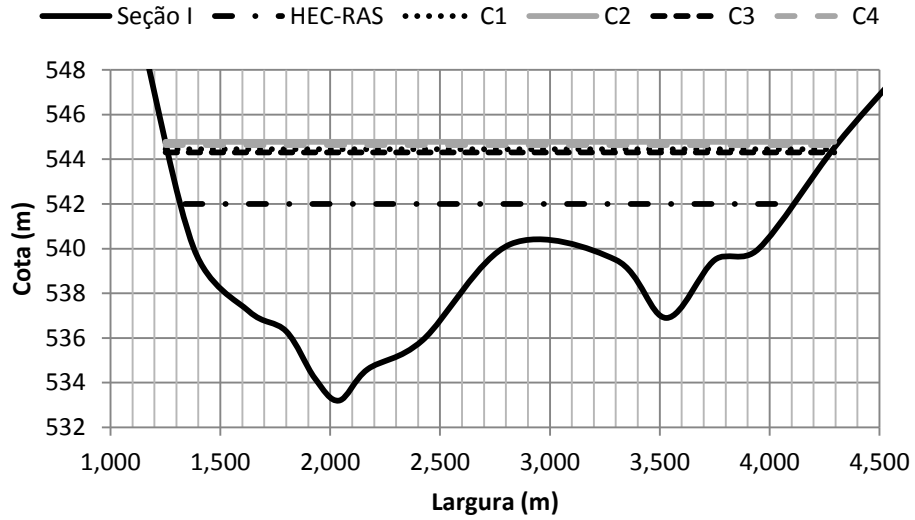


Figura 91: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C1 à C4 – Seções I à M.

APÊNDICE 9: RESULTADOS DAS ANÁLISES C5 À C8

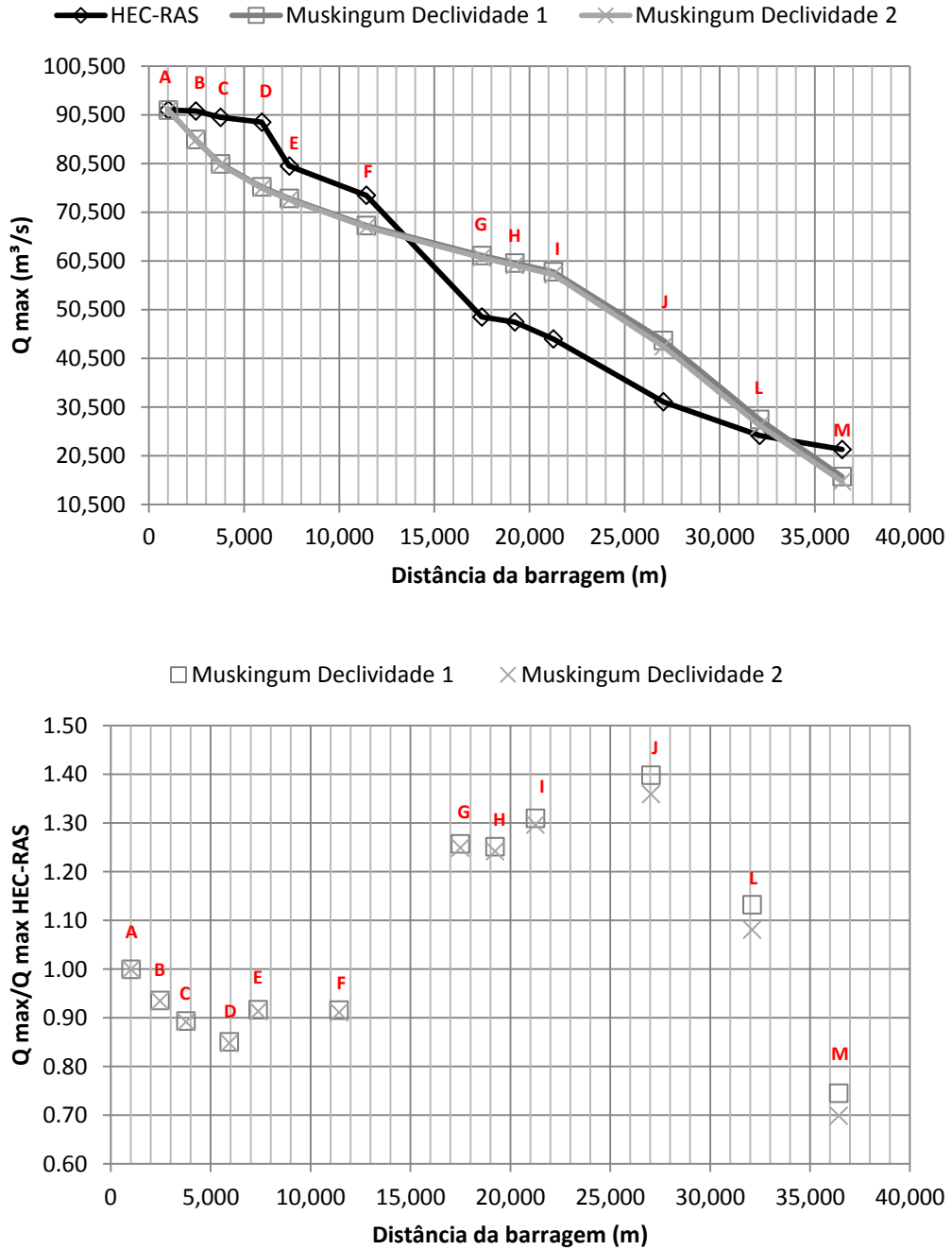


Figura 92: Compilado de resultados para as análises C5 à C8 – Vazões máximas.

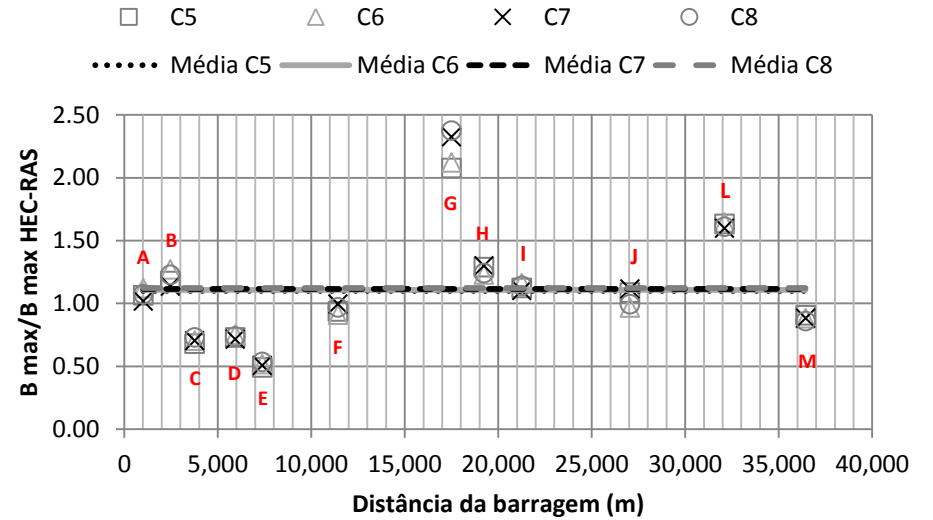
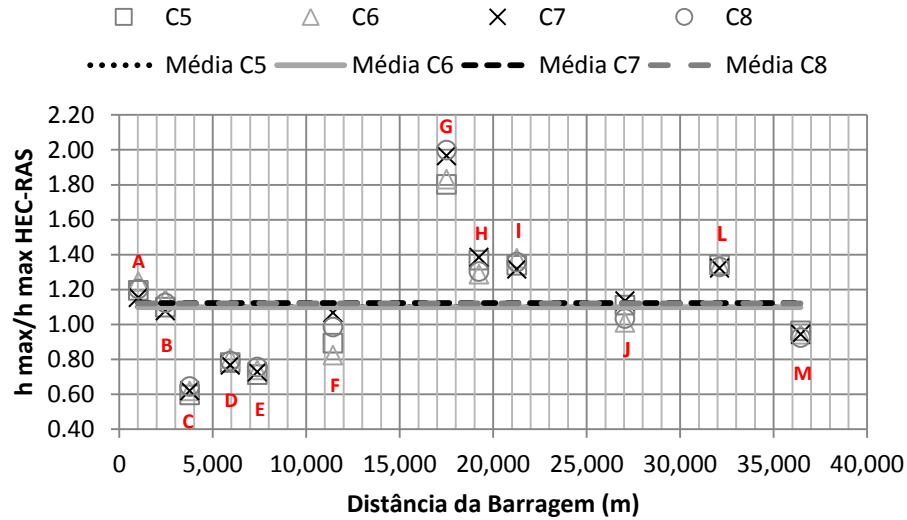
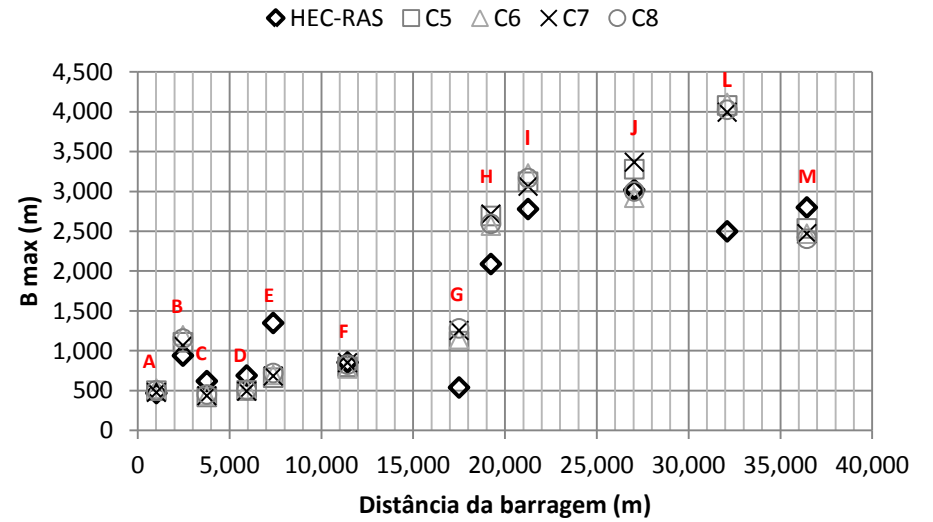
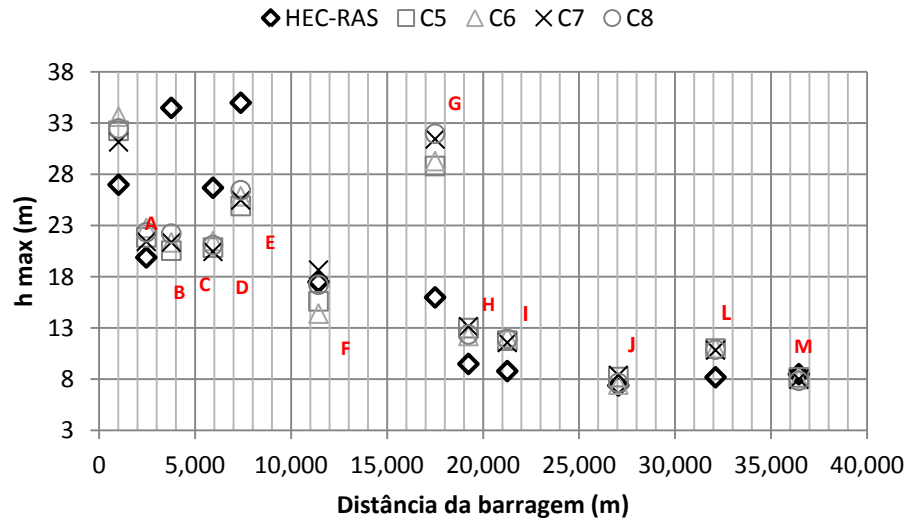


Figura 93: Compilado de resultados para as análises C5 à C8 – Profundidades e larguras máximas.

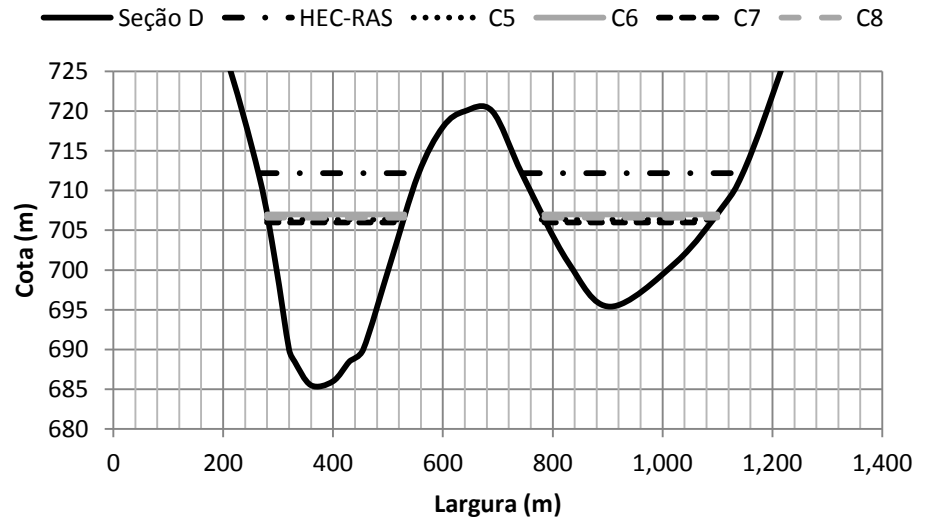
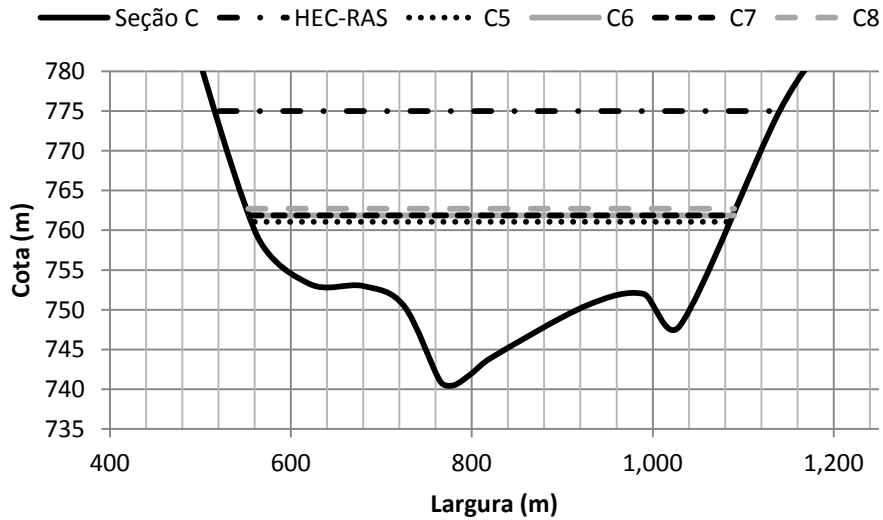
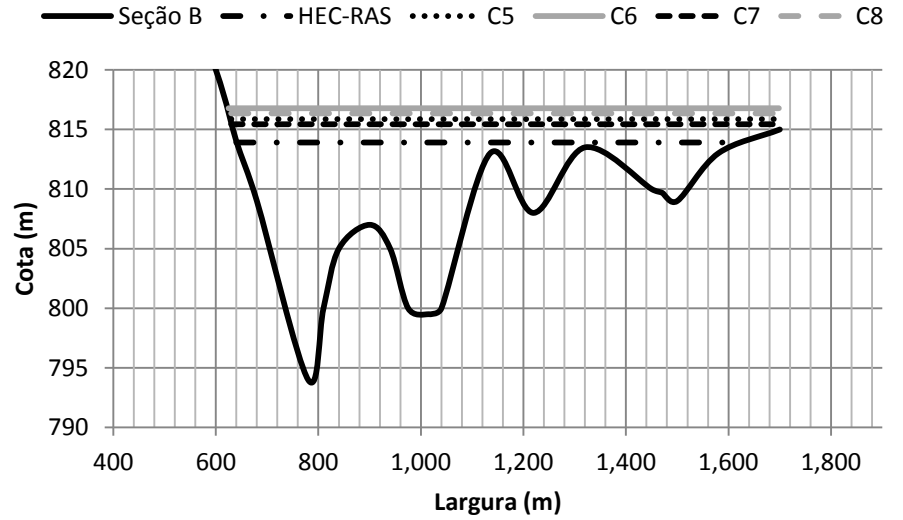
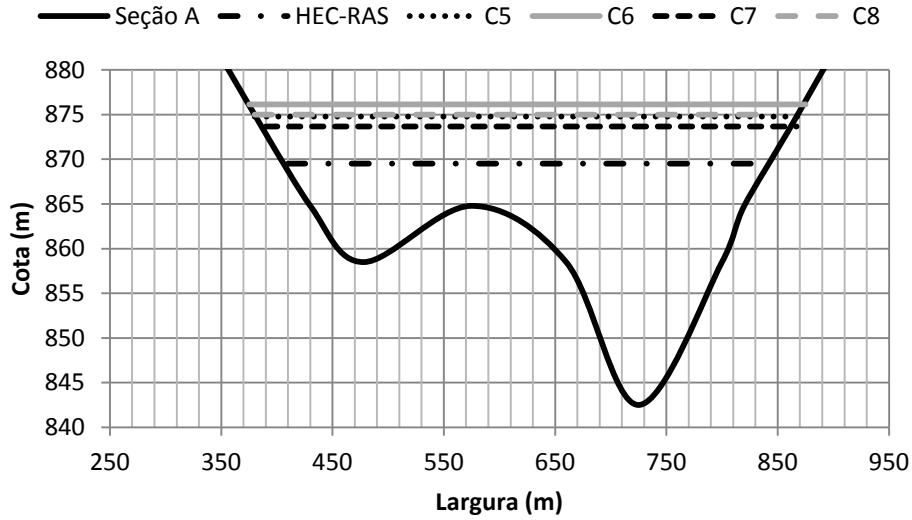


Figura 94: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções A à D.

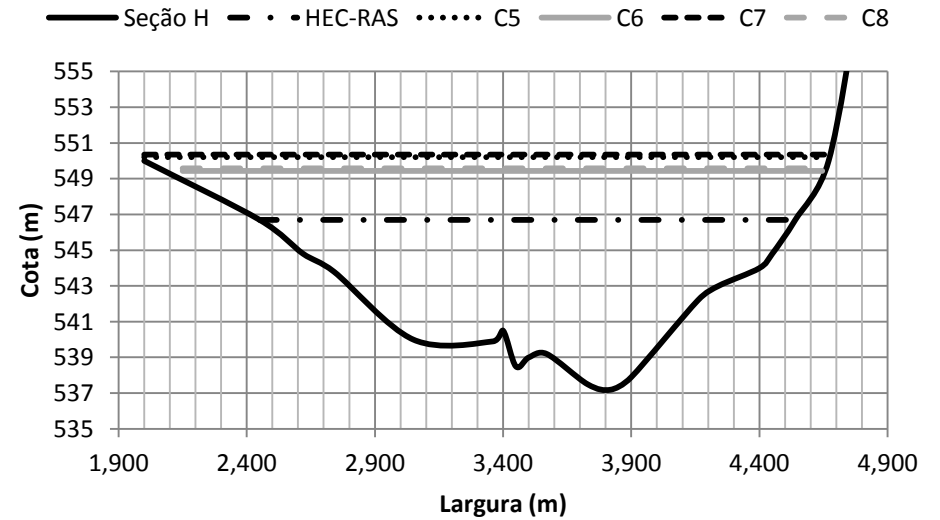
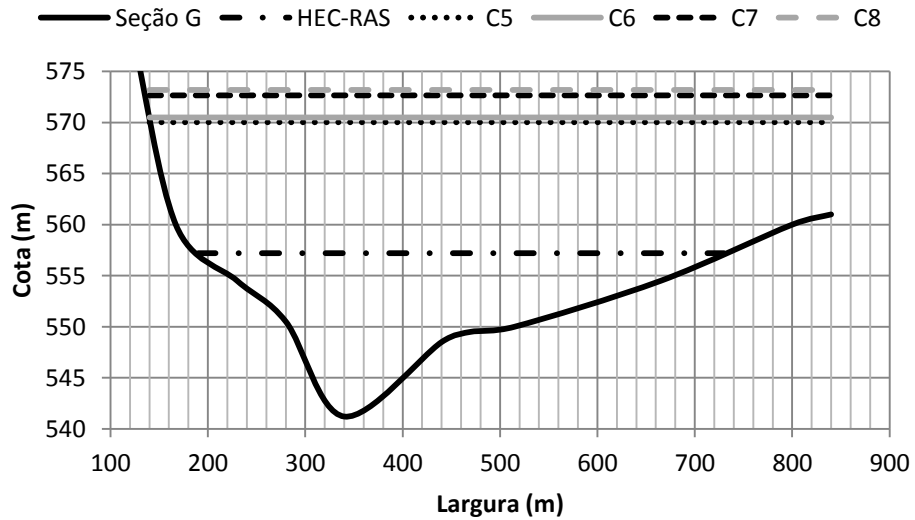
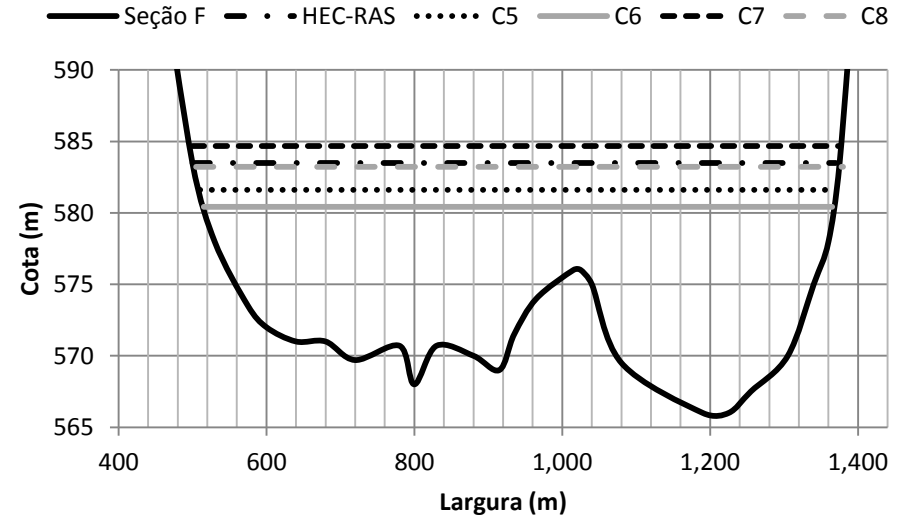
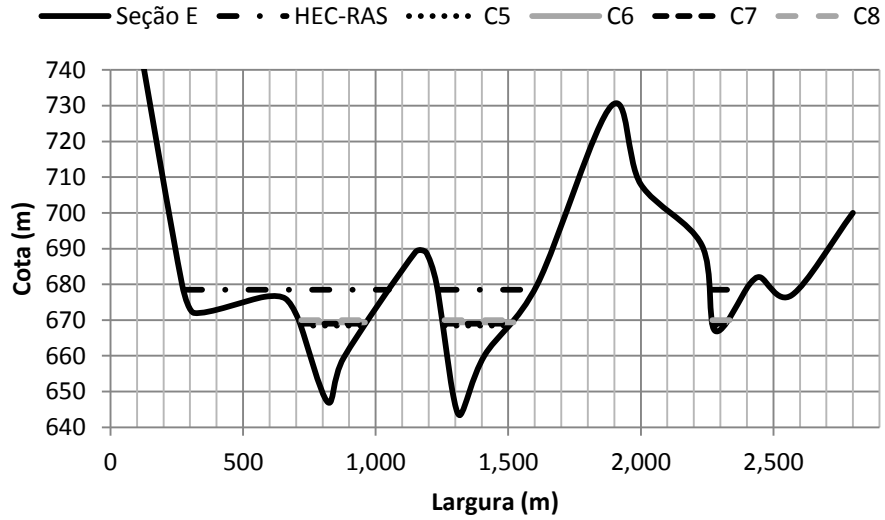


Figura 95: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções E à H.

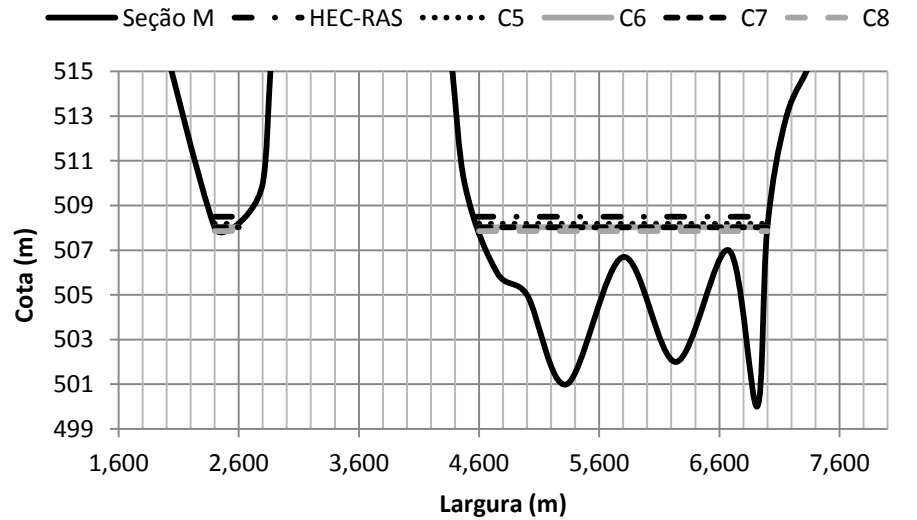
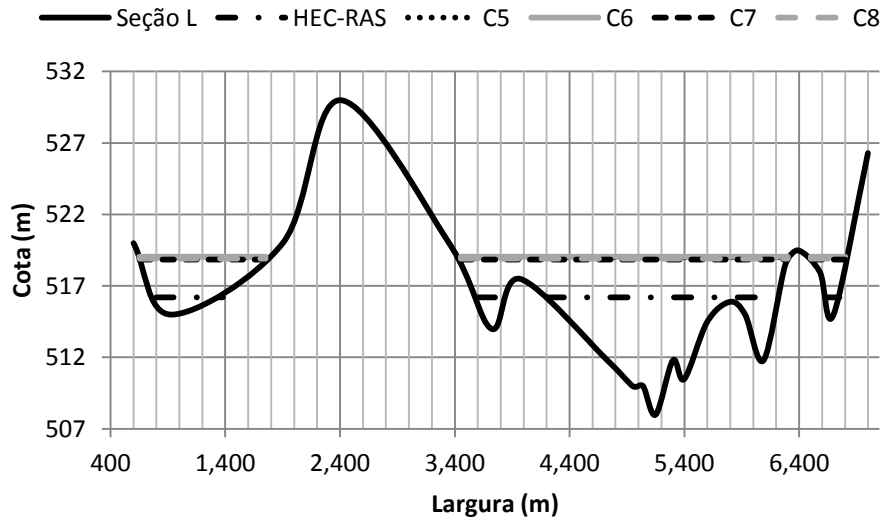
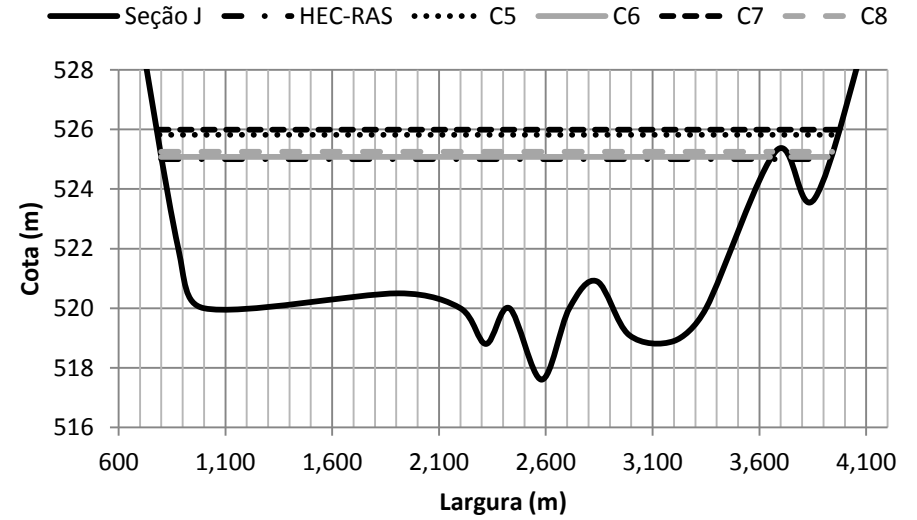
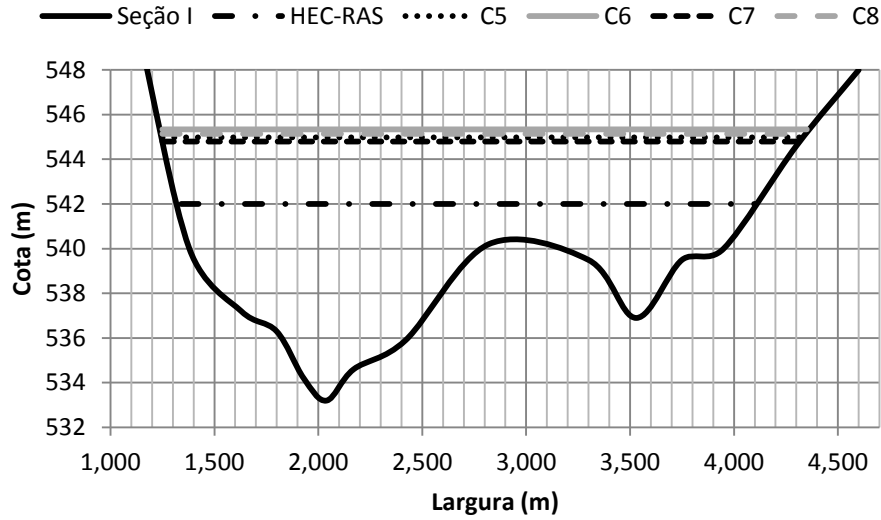


Figura 96: Profundidades segundo HEC-RAS e análises C5 à C8 – Seções I à M.

# APÊNDICE 10: RESULTADOS DAS ANÁLISES N1 À N4

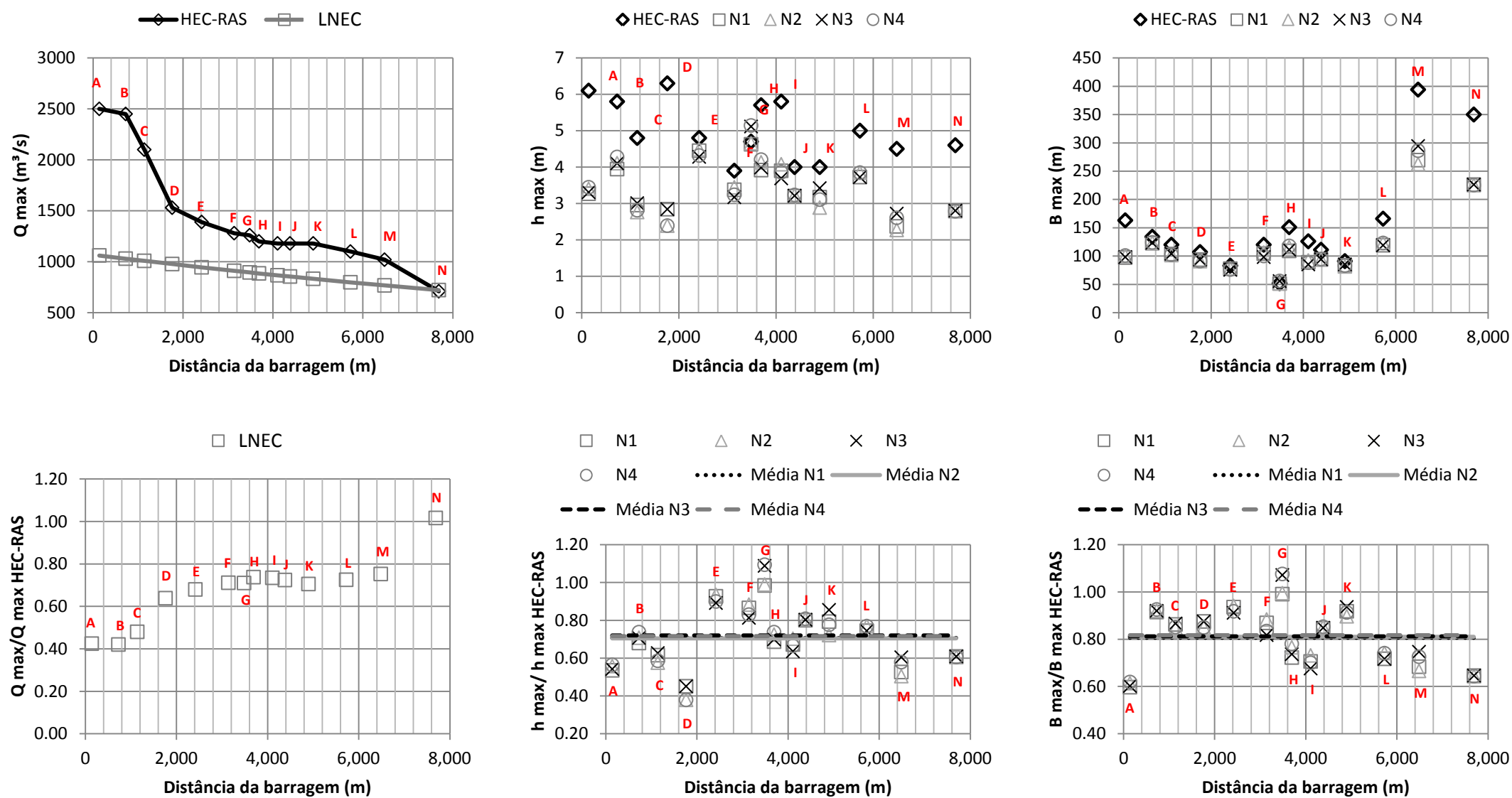


Figura 97: Compilado de resultados para as análises N1 à N4.



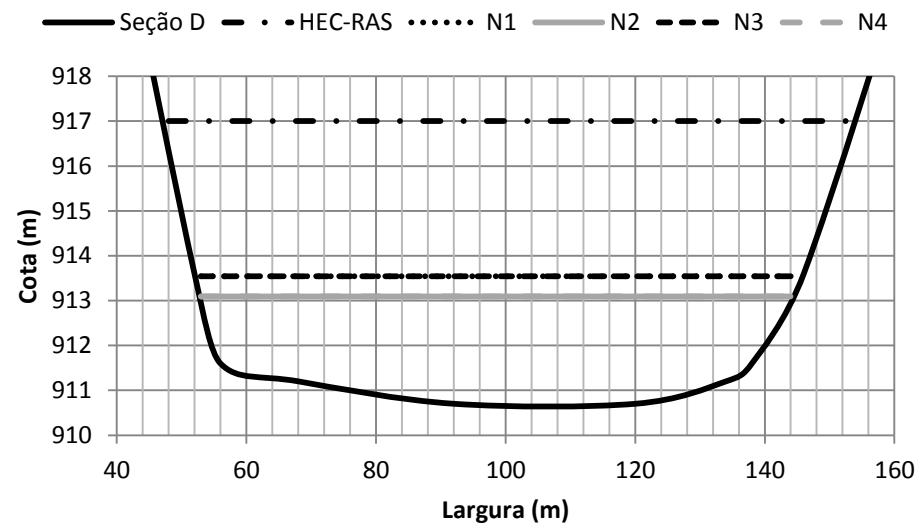
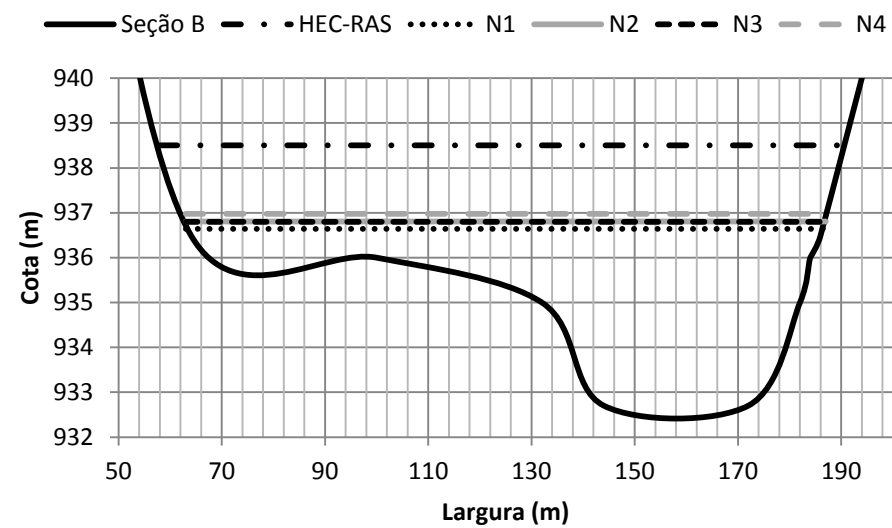
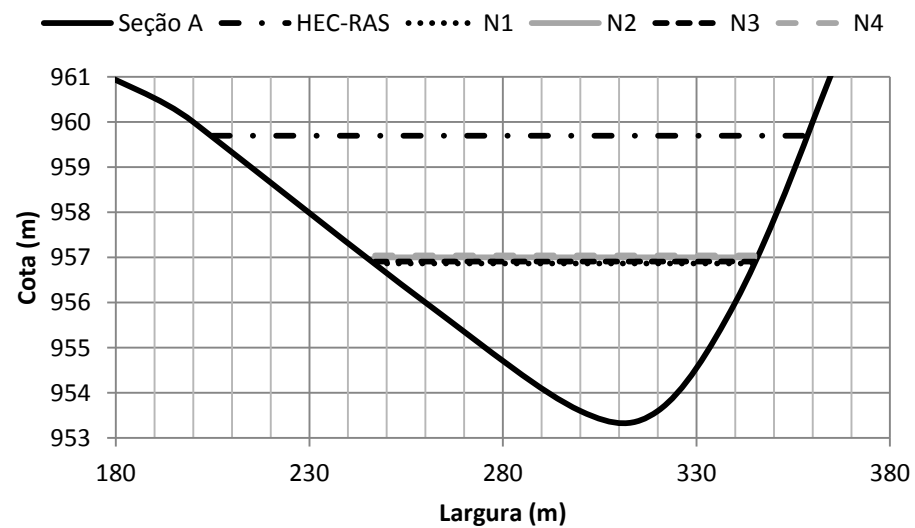


Figura 98: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções A à D.

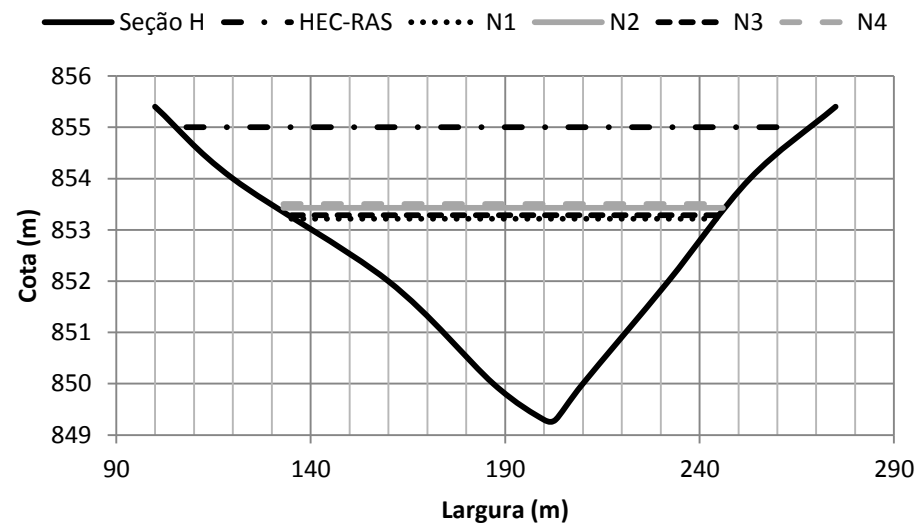
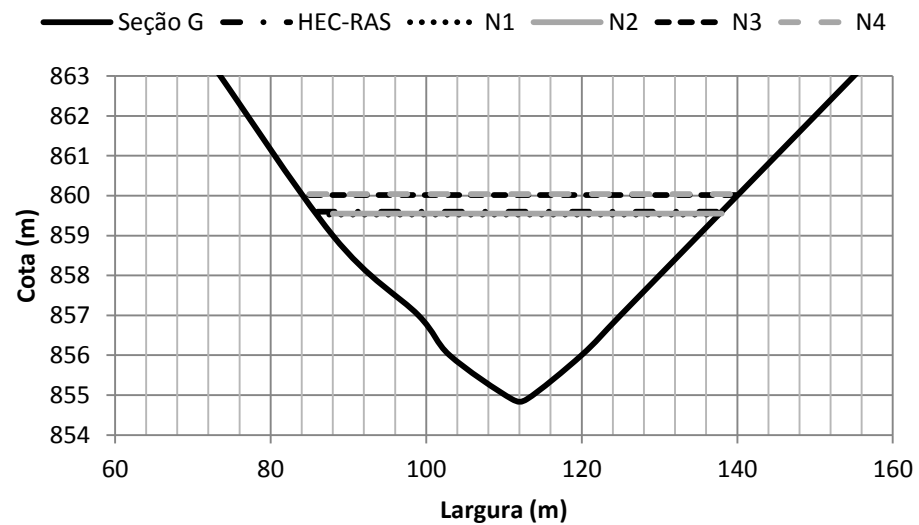
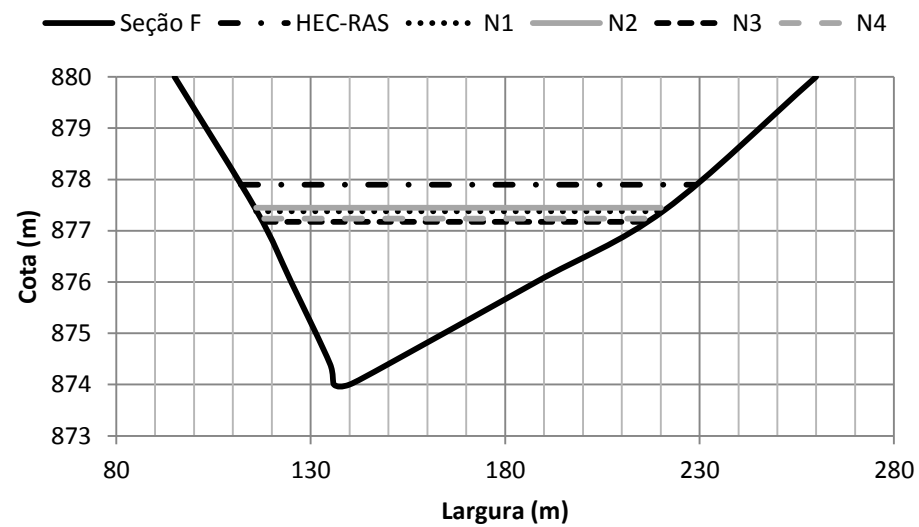
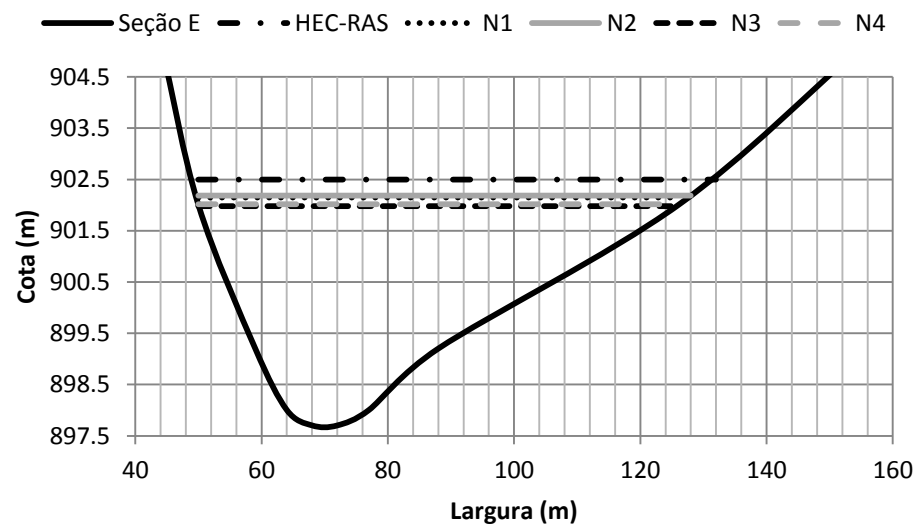


Figura 99: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções E à H.

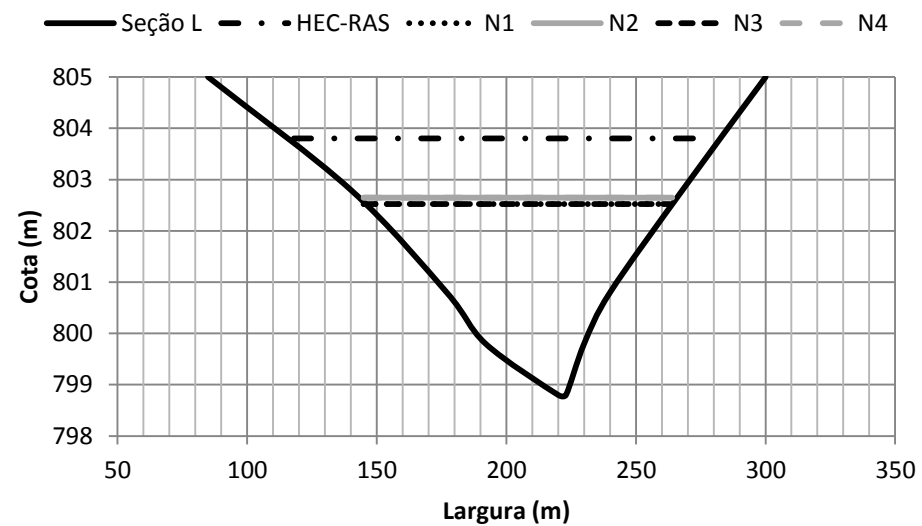
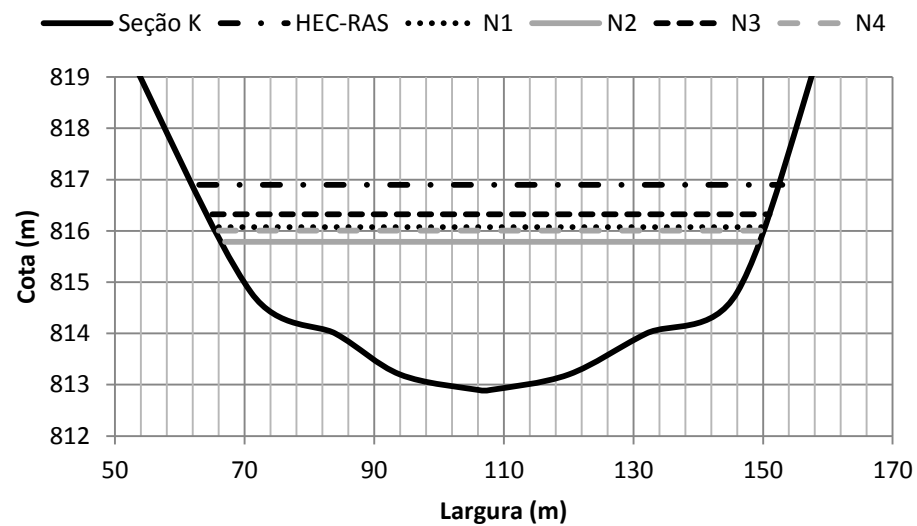
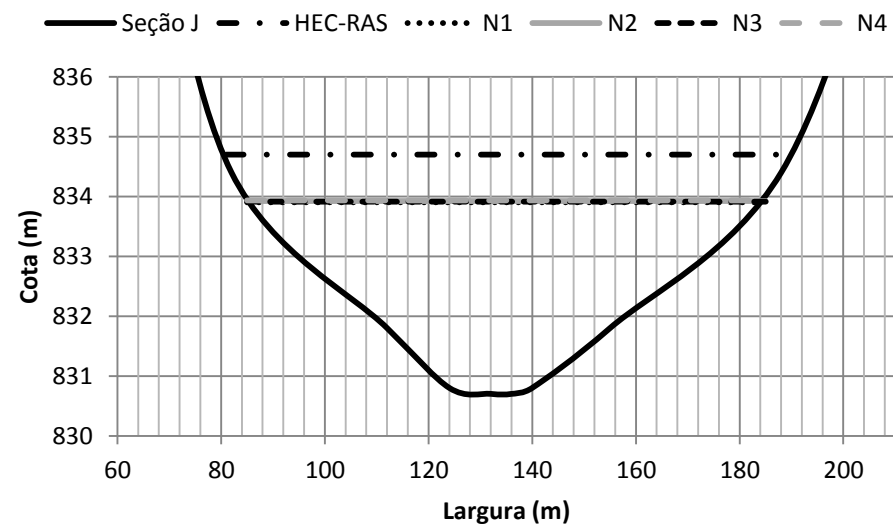
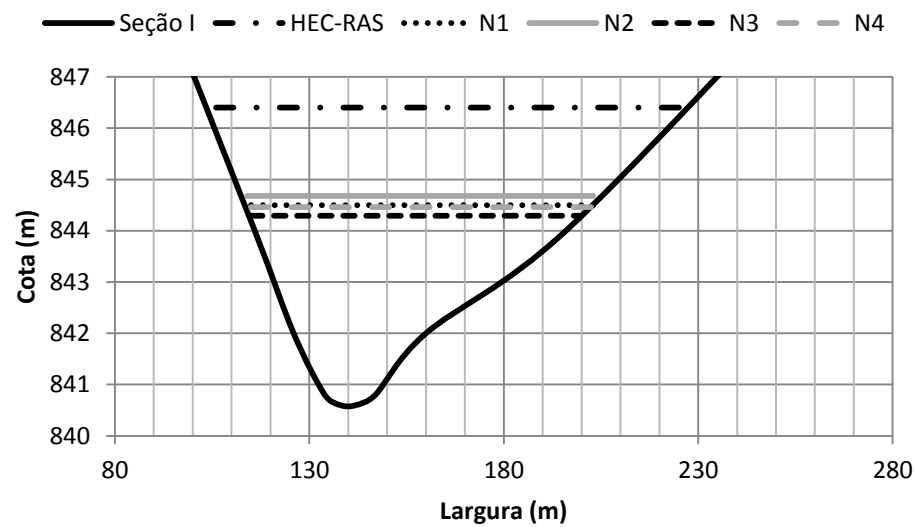


Figura 100: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções I à L.

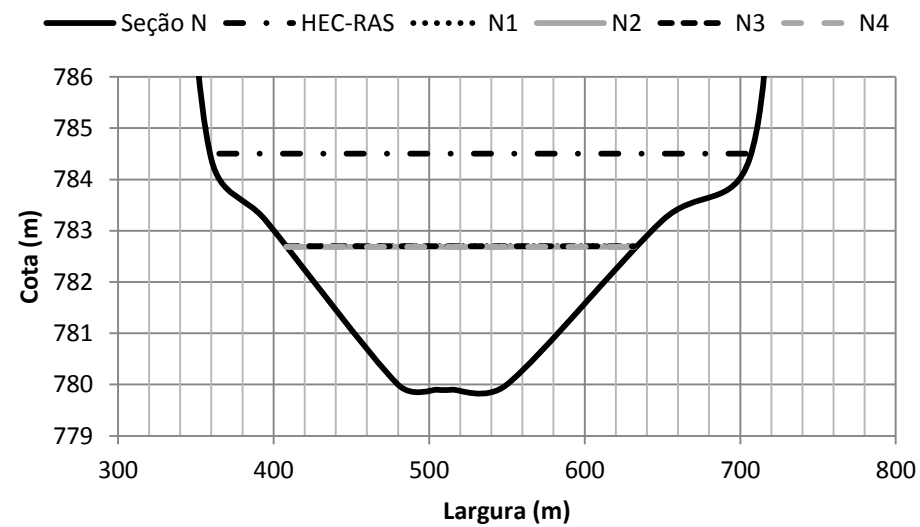
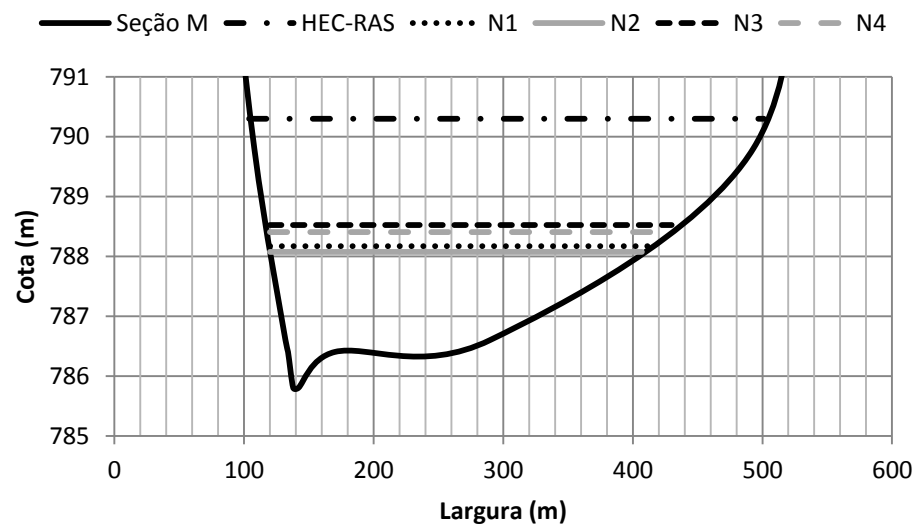


Figura 101: Profundidades segundo HEC-RAS e análises N1 à N4 – Seções M à N.

## ANEXO A: CURVAS ADIMENSIONAIS DO MÉTODO NWS SMPDBK

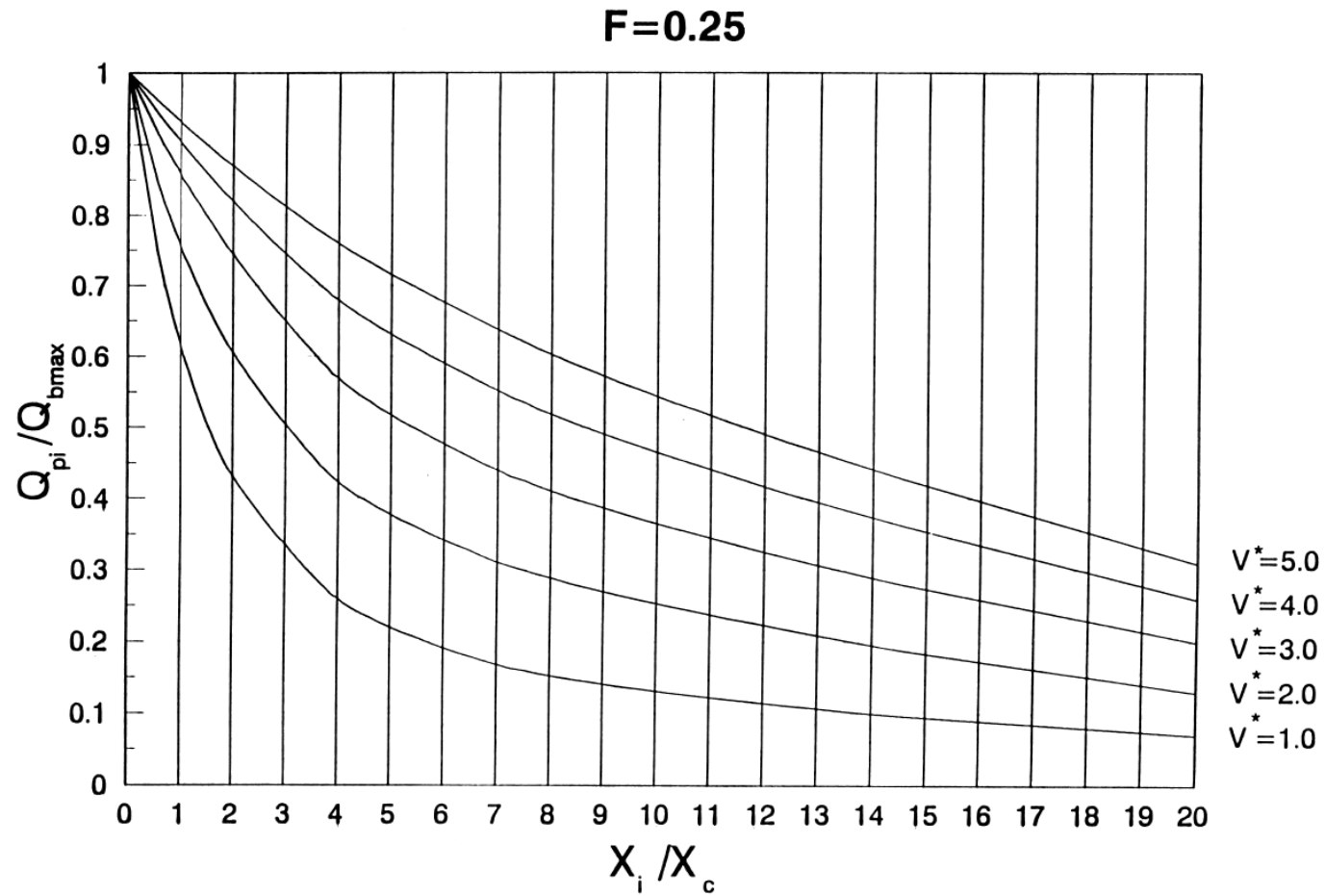


Figura 102: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e  $F = 0,25$  (Wetmore e Fread, 1991).

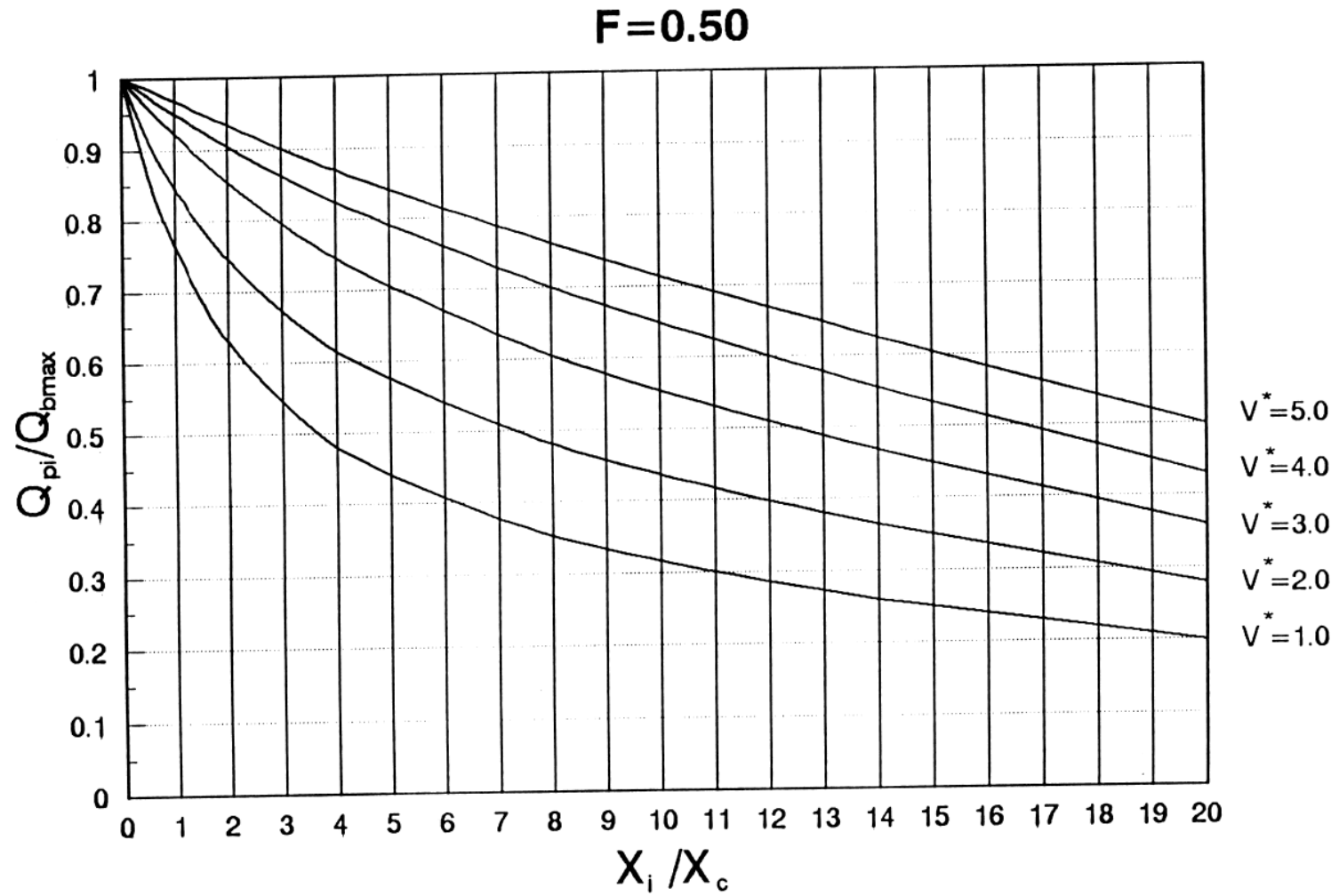


Figura 103: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e  $F = 0,50$  (Wetmore e Fread, 1991).

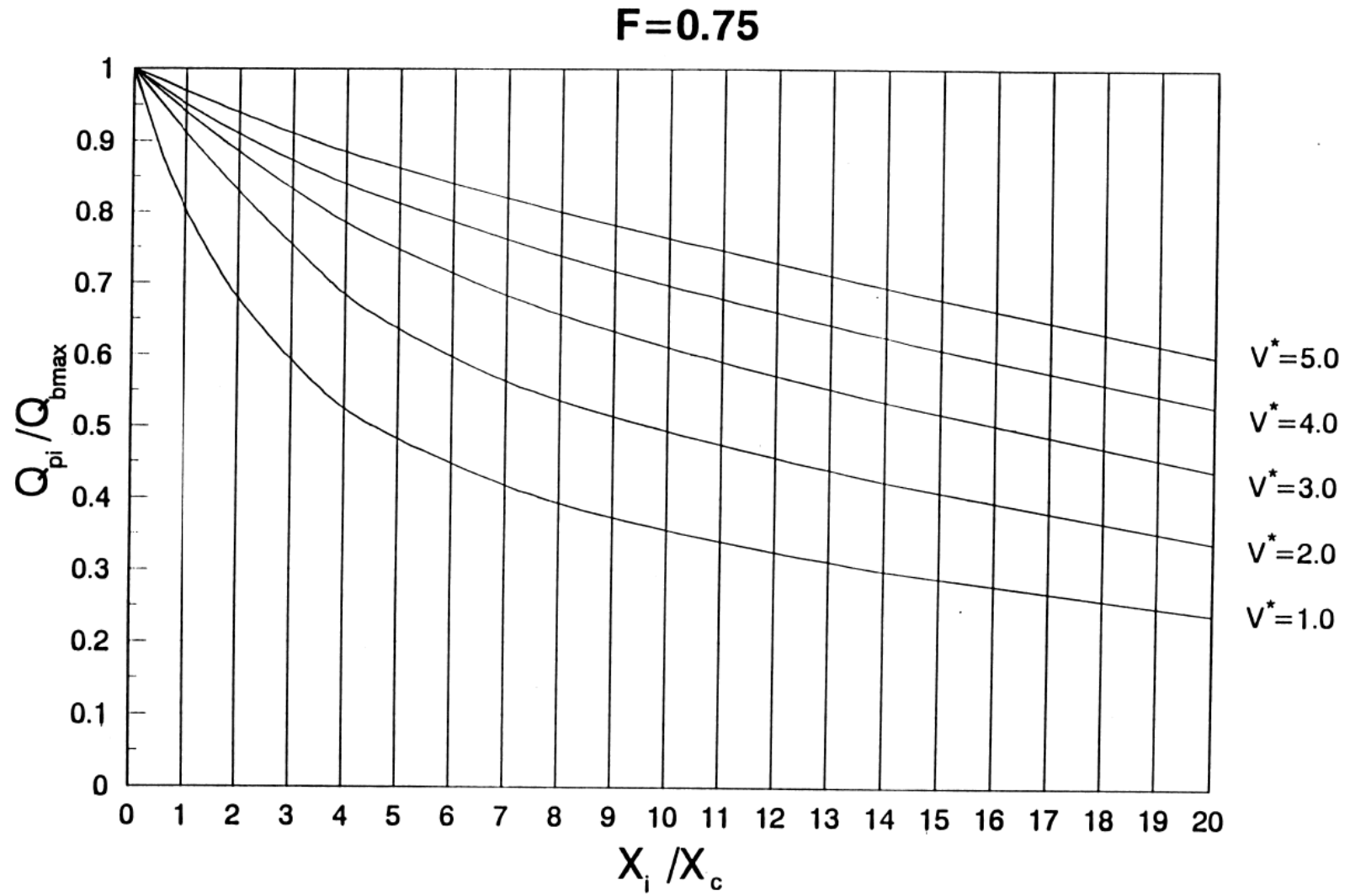


Figura 104: Curva adimensional Método NWS SMPDBK e F = 0,75 (Wetmore e Fread, 1991).